

Evaluación del desempeño sísmico en edificio de muros delgados, con la variación en el alma de cuantía mínima y tipo de refuerzo: caso de estudio edificio 6 niveles en Bogotá (Colombia) (zona de amenaza sísmica moderada)

Luis Eduardo Forero Alonso
Ingeniero Civil

Trabajo de Grado para Optar al Título de Magíster en Ingeniería Estructural

Director

Orlando Arroyo Amell

Ph.D. Engineering Science

Profesor Titular

Universidad Industrial de Santander
Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas
Escuela de Ingeniería Civil
Maestría en Ingeniería Estructural
Bucaramanga

2026

Dedicatoria

A la memoria de mi madre, quien partió antes de ver culminada esta etapa. Aunque su presencia física ya no me acompaña, su influencia perdura en cada uno de mis esfuerzos y logros.

A mi hermana Olga, cuyo respaldo fue fundamental para materializar este sueño. Gracias por haberme extendido la mano en el momento preciso y por apoyar con tanta generosidad este proyecto profesional.

A mis amores, Dane y Ofelia, por creer en este proyecto de vida. Gracias por comprender mis ausencias, por la paciencia infinita en las noches de estudio y por ser el motivo real para querer ser mejor cada día. Este logro es tan mío como de ustedes.

Agradecimientos

A la Universidad Industrial de Santander, mi alma mater, en particular la Escuela de Ingeniería Civil y su personal administrativo, por brindarme los espacios, recursos y la formación académica necesaria para permitirme culminar esta importante meta profesional.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Dr. Orlando Arroyo, director de este proyecto, por su invaluable guía, su paciencia y por compartir su conocimiento conmigo. Su amabilidad, rigor académico y sus orientaciones fueron fundamentales para estructurar y llevar a buen término este proyecto. A todos los docentes que compartieron sus conocimientos en cada una de las asignaturas.

A mis amigos y colegas, Antonio Vicente Santos, Jackson Hernández Martínez y Fabio Hernando Esparza por el acompañamiento constante, el apoyo técnico y moral, y por estar presentes durante este exigente proceso.

A mi familia, por ser mi apoyo incondicional y mi motivación diaria.

Tabla de contenido

Introducción.....	8
1. Objetivos	11
1.1. Objetivo General	11
1.2. Objetivos específicos	11
2. Metodología.....	12
2.1. Verificación del Diseño Original	12
2.2. Rediseño del Edificio con Diferentes Cuantías de Refuerzo	12
2.3. Construcción del Modelo No Lineal en OpenSeesPy	12
2.4. Registros sísmicos.....	13
2.5. Análisis de Derivas y Deformaciones Unitarias.....	14
2.6. Evaluación y Comparación de Resultados	14
3. Análisis Lineal.....	14
3.1. Descripción general de la edificación	14
3.2. Atributos primarios	14
3.2.1. Atributos secundarios.....	15
3.2.2. Descripción del material.....	21
3.3. Diseño del edificio con base en el Reglamento (NSR-10).....	21
3.3.1. Muros protagónicos.....	25
3.3.2. Modelos no lineales para muros delgados.....	27
3.4. Descripción del Modelo Numérico: Elemento de Línea Vertical Múltiple (MVLEM).....	27
3.4.1. Formulación del Elemento	27
3.4.2. Consideraciones Geométricas del Modelo Numérico	28
3.4.3. Modelos Constitutivos de los Materiales	28
3.5. Selección de acelerogramas	30
3.6. Metodología para la construcción de Curvas de fragilidad sísmica.....	31
3.6.1. Análisis Dinámico No Lineal.....	31
3.6.2. Verificación de Desempeño	31
3.6.3. Ajuste Probabilístico	31
4. Resultados	32
4.1. Resultados del Análisis Estático No Lineal (<i>Pushover</i>).....	32
4.1.1. Malla Electrosoldada (WWM-L)	33
4.1.2. Malla Electrosoldada (WWM-T)	34
4.1.3. Barras de Refuerzo (RB-L)	36
4.1.4. Barras de Refuerzo (RB-T)	38
4.1.5. Curvas Pushover RB-L y WWM-L.....	40
4.1.6. Curvas Pushover RB-T y WWM-T.....	41

4.2.	Metodología y Definición de Estados de Daño (DS).....	42
4.2.1.	Estados de Daño a Nivel Global (Edificación)	42
4.2.2.	Estados de Daño a Nivel Local (Muros Protagónicos)	43
4.2.3.	Evaluación de Fragilidad – Muros con Malla Electrosoldada (WWM-L).....	43
4.2.4.	Evaluación de Fragilidad – Muros con Malla Electrosoldada (WWM-T).....	45
4.2.5.	Evaluación de Fragilidad – Muros con Barras de Refuerzo (RB-L).....	47
4.2.6.	Evaluación de Fragilidad – Muros con Barras de Refuerzo (RB-T).....	49
4.3.	Curvas de Fragilidad de la edificación Vs Muros Protagónicos	50
4.3.1.	Malla electrosoldada $\rho=0.12\%$ (WWM-L)	50
4.3.2.	Malla electrosoldada $\rho=0.18\%$ (WWM-L)	53
4.3.3.	Malla electrosoldada $\rho=0.25\%$ (WWM-L)	55
4.3.4.	Malla electrosoldada $\rho=0.12\%$ (WWM-T)	57
4.3.5.	Malla electrosoldada $\rho=0.18\%$ (WWM-T)	59
4.3.6.	Malla electrosoldada $\rho=0.25\%$ (WWM-T)	60
4.3.7.	Barras de refuerzo $\rho=0.12\%$ (RB-L).....	62
4.3.8.	Barras de refuerzo $\rho=0.18\%$ (RB-L).....	65
4.3.9.	Barras de refuerzo $\rho=0.25\%$ (RB-L).....	66
4.3.10.	Barras de refuerzo $\rho=0.12\%$ (RB-T).....	68
4.3.11.	Barras de refuerzo $\rho=0.18\%$ (RB-T).....	70
4.3.12.	Barras de refuerzo $\rho=0.25\%$ (RB-T).....	72
4.4.	Probabilidad de excedencia Vs Cuantías de refuerzo para malla electrosoldada (WWM)...	74
4.4.1.	Probabilidad de excedencia Vs Cuantía de refuerzo (WWM) para PDBE	75
4.4.2.	Probabilidad de excedencia Vs Cuantía de refuerzo (WWM) para PMCE.....	75
4.4.3.	Probabilidad de excedencia Vs Cuantía de refuerzo (RB) para PDBE	76
4.4.4.	Probabilidad de excedencia Vs Cuantía de refuerzo (RB) para PMCE	76
4.5.	Efecto del tipo de refuerzo en la fragilidad de la estructura.....	77
4.6.	Efecto de la cuantía en la fragilidad de la estructura.....	79
4.7.	Efecto del tipo de refuerzo: WWM vs barras corrugadas (RB)	81
4.8.	Influencia de la dirección estructural (L y T).....	81
4.9.	Discusión de la fragilidad sísmica.....	82
4.10.	Implicaciones para el diseño de muros delgados	82
5.	Discusión de resultados.....	83
5.1.	Comportamiento global del sistema estructural	83
5.2.	Efecto de la cuantía en el comportamiento no lineal.....	84
6.	Conclusiones	85
	Referencias bibliográficas	89

Lista de Tablas

Tabla 1 Modelos no lineales para desarrollar en OpenSeesPy	12
Tabla 2 <i>Atributos primarios</i>	14
Tabla 3 Resumen de la geometría del edificio	16
Tabla 4 Especificaciones del acero de refuerzo	21
Tabla 5 Parámetros sísmicos del espectro elástico de respuesta	22
Tabla 6 Sobre resistencia y ductilidad curvas Pushover trilinealizadas	34
Tabla 7 Sobre resistencia y ductilidad curvas Pushover Trilinealizadas	35
Tabla 8 Sobre resistencia y ductilidad curvas Pushover Trilinealizadas	37
Tabla 9 Sobre resistencia y ductilidad curvas Pushover Trilinealizadas	39
Tabla 10 <i>Parámetros WWM-L</i>	45
Tabla 11 <i>Parámetros WWM-T</i>	47
Tabla 12 <i>Parámetros RB-L</i>	48
Tabla 13 <i>Parámetros RB-T</i>	49
Tabla 14 <i>Muros críticos $\rho=0.18\%$ (RB-L)</i>	66
Tabla 15 <i>Muros críticos - $\rho=0.25\%$ (RB-L)</i>	68
Tabla 16 <i>Muros críticos - $\rho=0.12\%$ (RB-T)</i>	70
Tabla 17 <i>Muros críticos - $\rho=0.18\%$ (RB-T)</i>	72
Tabla 18 <i>Muros críticos - $\rho=0.25\%$ (RB-T)</i>	74

Lista de Figuras

Figura 1	Ubicación geográfica.....	15
Figura 2	Planta ubicación muros.....	16
Figura 3	Relación de aspecto (Ar)	18
Figura 4	Esbeltez.....	19
Figura 5	Relación Carga Axial.....	20
Figura 6	Espectro de amenaza uniforme.....	23
Figura 7	Modelo tridimensional en ETABS	23
Figura 8	Derivas de piso del edificio	24
Figura 9	Muros protagónicos en cada dirección de análisis (X e Y)	26
Figura 10	Planta estructural de muros protagónicos en cada dirección de análisis (X e Y)	26
Figura 11	Modelo constitutivos de concretos	29
Figura 12	Modelo constitutivo de aceros.....	30
Figura 13	Pushover malla electrosoldada (WWM-L).....	33
Figura 14	Curvas linealizadas de Pushover (WWM-L).....	34
Figura 15	Pushover malla electrosoldada (WWM-T).....	35
Figura 16	Curvas linealizadas de Pushover (WWM-T).....	36
Figura 17	Pushover Barras de Refuerzo (RB-L).....	37
Figura 18	Curvas linealizadas de Pushover (RB-L).....	38
Figura 19	Pushover Barras de Refuerzo (RB-T).....	39
Figura 20	Curvas linealizadas de Pushover (RB-T).....	39
Figura 21	Curvas Pushover RB-L y WWM-L	41
Figura 22	Curvas Pushover RB-T y WWM-T	42
Figura 23	Curvas de fragilidad con mallas electrosoldadas (WWM-L)	45
Figura 24	Curvas de fragilidad con mallas electrosoldadas (WWM-T)	47
Figura 25	Curvas de fragilidad con barras de refuerzo (RB-L)	48
Figura 26	Curvas de fragilidad con barras de refuerzo (RB-T)	49
Figura 27	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.12\%$ (WWM-L)	51
Figura 28	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.18\%$ (WWM-L)	53
Figura 29	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.25\%$ (WWM-L)	55
Figura 30	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.12\%$ (WWM-T)	57
Figura 31	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.18\%$ (WWM-T)	59
Figura 32	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.25\%$ (WWM-T)	61
Figura 33	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.12\%$ (RB-L)	63
Figura 34	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.18\%$ (RB-L)	65
Figura 35	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.25\%$ (RB-L)	67
Figura 36	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.12\%$ (RB-T)	69
Figura 37	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.18\%$ (RB-T)	71
Figura 38	Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.25\%$ (RB-T)	73
Figura 39	Probabilidad Vs Cuantía (WWM) para PDDBE	75
Figura 40	Probabilidad Vs Cuantía (WWM) para PMCE	76
Figura 41	Probabilidad Vs Cuantía (RB) para PDDBE.....	76
Figura 42	Probabilidad Vs Cuantía (RB) para PMCE	77

Resumen

Título: Evaluación del desempeño sísmico en edificio de muros delgados, con la variación en el alma de cuantía mínima y tipo de refuerzo: caso de estudio edificio 6 niveles en Bogotá (Colombia) (zona de amenaza sísmica moderada).*

Autor: Luis Eduardo Forero Alonso**

Palabras Claves: Muros de concreto reforzado, Análisis Estático No Lineal, Curvas de fragilidad, Desempeño sísmico, cuantía mínima, Daño estructural.

Descripción: Este trabajo evalúa el desempeño sísmico de un edificio estructurado con muros de concreto reforzado de pared delgada, analizando el efecto del tipo de refuerzo, barras corrugadas convencionales (RB) vs. malla electrosoldada (WWM), y la influencia de la variación de la cuantía (0.12%, 0.18% y 0.25%) en la capacidad estructural y la vulnerabilidad probabilista. La metodología integra análisis estáticos no lineales (Pushover) y curvas de fragilidad analíticas para las direcciones longitudinal (L) y transversal (T).

Los resultados demuestran una dicotomía en el comportamiento mecánico: mientras que el refuerzo WWM proporciona una resistencia al corte basal superior (hasta un 30% mayor debido al alto límite de fluencia), el refuerzo RB garantiza una ductilidad por desplazamiento significativamente mayor, esencial para la estabilidad en el rango inelástico. Se identificó una vulnerabilidad crítica en la dirección transversal (T), donde los muros con WWM exhiben un comportamiento frágil con degradación súbita de resistencia, en contraste con la respuesta estable de las barras RB. Asimismo, el estudio evidencia que el incremento de la cuantía en muros con WWM es determinante para mitigar la fragilidad, reduciendo la probabilidad de daño severo; la cuantía mínima de 0.12% resultó insuficiente para controlar el comportamiento post-pico en la malla, mientras que el 0.25% ofrece una confiabilidad comparable a la del refuerzo convencional. Se concluye que el uso de WWM requiere un control riguroso de las demandas de desplazamiento para garantizar la seguridad estructural.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Ph.D. Orlando Arroyo Amell

Abstract

Title: Evaluation of the Seismic Performance of a Thin-Wall Building Considering Variations in Minimum Web Reinforcement Ratio and Reinforcement Type: Case Study of a Six-Story Building in Bogotá, Colombia (Moderate Seismic Hazard Zone)*

Author: Luis Eduardo Forero Alonso**

Keywords: Thin structural walls, Análisis Estático No Lineal, Fragility curves, Seismic performance, Minimum reinforcement ratio, Structural damage.

Descripción: This study evaluates the seismic performance of a building structured with thin-walled reinforced concrete walls, analyzing the effect of the reinforcement type, conventional reinforcement bars (RB) vs. welded wire mesh (WWM), and the influence of reinforcement ratio variations (0.12%, 0.18%, and 0.25%) on structural capacity and probabilistic vulnerability. The methodology integrates Non-Linear Static Analysis (Pushover) and analytical fragility curves for both longitudinal (L) and transverse (T) directions.

The results demonstrate a dichotomy in mechanical behavior: while WWM reinforcement provides superior basal shear strength (up to 30% higher due to its high yield strength), RB reinforcement guarantees significantly higher displacement ductility, which is essential for stability in the inelastic range. A critical vulnerability was identified in the transverse direction (T), where WWM walls exhibit brittle behavior with sudden strength degradation, in contrast to the stable response of RB. Furthermore, the study evidences that increasing the reinforcement ratio in WWM walls is decisive for mitigating fragility and reducing the probability of severe damage; the minimum ratio of 0.12% proved insufficient to control post-peak behavior in the mesh, whereas 0.25% offers reliability comparable to conventional reinforcement. It is concluded that the use of WWM requires rigorous control of displacement demands to ensure structural safety.

* Master Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Ph.D. Orlando Arroyo Amell

Introducción

El desempeño sísmico en edificios de muros de pared delgada de concreto reforzado es un tema relevante dentro de la ingeniería sísmica, ya que la seguridad estructural de estos edificios en eventos sísmicos depende en gran medida de las características y comportamiento de estos. Para la evaluación del desempeño sísmico, en el presente proyecto, se tendrán en cuenta las derivas y deformaciones unitarias.

La esbeltez, que relaciona la altura libre entre pisos y el espesor del muro ($\text{Esbeltez} = h/t$), se relaciona directamente con la estabilidad lateral del elemento y ha sido estudiado exhaustivamente en los últimos años (Rosso et al., 2015; Arteta, 2017; Parra and Mochle, 2017; Rosso et al., 2018). En el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) no se establece un límite para la relación de esbeltez; sin embargo, con base en las investigaciones recientes se recomienda como límite superior un valor de esbeltez de 16, para valores superiores a este, el muro se considera delgado. Para el caso de Colombia, con las alturas entre pisos típicas, esto representa un espesor mínimo de muros estructurales de aproximadamente 15 cm.

En Colombia se utilizan dos tipos de muros de concreto reforzado para edificaciones, uno es el muro de concreto reforzado convencional, en el que los muros se diseñan de acuerdo con las disposiciones del American Concrete Institute - ACI 318-08, dado que estas disposiciones son similares a las del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). El segundo tipo de edificios con muros de concreto reforzado son los de pared delgada, este sistema estructural utiliza muros de hasta 100 mm de espesor (aunque no es común, también se han utilizado paredes de 80 mm), elementos de borde no confinados y se refuerzan con una sola capa de malla electrosoldada (Welded Wire Mesh - WWM) de alambres de acero formado en frío,

cuyo uso también ha sido estudiado desde hace más de tres décadas y ha demostrado una reducida capacidad de ductilidad (de deformarse de manera sostenible sin romperse), además de propiciar una pequeña capacidad de rotación de los muros. El uso de esta malla aumenta el rendimiento de construcción de este sistema, sin embargo, se produce a expensas de utilizar un refuerzo con una ductilidad significativamente limitada. Ensayos locales (Carrillo et al., 2019) encontraron que la capacidad de deformación última de estas mallas oscila entre el 1.5% y el 1.8%, más de cinco veces menor que las barras dúctiles convencionales producidas en Colombia (Carrillo et al., 2021). Estudios iniciales sobre el efecto del WWM en el desempeño sísmico sugieren que la fragilidad de las edificaciones construidas con ese tipo de refuerzo es mayor que la de las edificaciones detalladas con barras dúctiles (Arroyo et al., 2021).

Los muros de concreto reforzado se han convertido en el preferido de los constructores en proyectos dirigidos a familias de ingresos bajos y medios debido a su bajo costo en la construcción de urbanizaciones. A principios de la década pasada, este sistema se utilizaba para edificios de poca altura (menos de 8 pisos), pero en la actualidad se construyen edificios de hasta 15 pisos utilizando este sistema. La edición actual de la Norma Sismo Resistente de Colombia es del 2010 y carece de una distinción explícita entre muros de concreto reforzado estándar y muros delgados. Como resultado, los edificios de muros de concreto reforzado delgados se diseñan siguiendo las mismas disposiciones que para los muros de concreto reforzado estándar. Los investigadores han planteado varias preocupaciones sobre la fragilidad sísmica de este sistema, principalmente relacionadas con la falta de ductilidad del muro de concreto reforzado (Arroyo et al., 2021; Arroyo et al., 2020; Carrillo et al., 2019).

Las teorías sobre la flexión, el cortante y el comportamiento no lineal de estos muros son fundamentales para el diseño adecuado y la mejora de la resistencia. A lo largo de los años, los

avances en simulaciones computacionales, y el diseño basado en el desempeño nos ha permitido evidenciar las falencias en las asunciones que se vienen tomando por los ingenieros calculistas al diseñar muros de pared delgada con cuantías mínimas muy bajas (0.12%) que permite el NSR-10 en el alma de los muros [de acuerdo con el artículo C.21.9.2.1 del NSR-10 $V_u < 0,083A_{cv} \lambda(\sqrt{f'_c})$], donde V_u es fuerza cortante mayorada en la sección, en Newton; A_{cv} es el área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada, en mm²; λ es factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión; f'_c es la resistencia especificada a la compresión del concreto, en MPa], así como como la utilización de malla electrosoldada a lo largo de todo el muro de concreto y el no confinamiento de los elementos de borde de los muros de pared delgada, que podrían estar conduciendo a la generalización de errores que, ante un evento sísmico de magnitudes mayores a las ocurridas hasta el momento en el país, podrían costar muchas vidas.

De lo que se ha observado en los experimentos y en las simulaciones numéricas, lo que se va a investigar con este proyecto es que probablemente no se tenga la necesidad de reducir tanto la cuantía mínima de acero al 0.12% sino que pueda ser conveniente establecer los límites de cuantía mínima del 0.25%, para $V_u > 0.083A_{cv} \lambda(\sqrt{f'_c})$ [de acuerdo con el artículo C.21.9.2.1 del NSR-10], además se plantea una cuantía mínima intermedia de 0.18% la cual se establece para evidenciar el comportamiento estructural del muro con estas variaciones de cuantía mínima.

1. Objetivos

1.1. Objetivo General

Evaluar el impacto de la cuantía mínima de refuerzo en la respuesta estructural de muros de concreto de pared delgada, mediante análisis dinámicos no lineales, variando en el alma de los muros la cuantía mínima y tipo de refuerzo.

1.2. Objetivos específicos

- 1.2.1. Rediseñar el edificio en estudio en un software de elementos finitos (ETABS) empleando en el alma de los muros las cuantías mínimas de 0.18% y 0.25%, y modificando el tipo de refuerzo [barras corrugadas (NTC 2289) y malla electrosoldada (NTC 5806)].
- 1.2.2. Evaluar el desempeño sísmico (derivadas y deformaciones unitarias), de la edificación en estudio (6 pisos en Bogotá D.C.), mediante análisis dinámicos no lineales, con las cuantías mínimas de 0.12%, 0.18% y 0.25%, modificando el tipo de acero de refuerzo en el alma de los muros con barras de acero (NTC 2289) y malla electrosoldada (NTC 5806).
- 1.2.3. Analizar los resultados obtenidos al rediseñar la edificación mencionada en el numeral anterior, empleando cuantías: de 0.12%, 0.18% y 0.25%, y cada una de ellas utilizando barras de refuerzo (NTC 2289) y malla electrosoldada (NTC 5806).
- 1.2.4. Analizar los escenarios de fragilidad de la edificación en estudio a través del desarrollo de curvas de fragilidad basadas en registros sísmicos seleccionados mediante el método del Espectro de Escenario Condicional (CSS), evaluando el impacto de las variaciones en la cuantía mínima y el tipo de refuerzo en el comportamiento estructural.

2. Metodología

2.1. Verificación del Diseño Original

Se revisó el modelo existente del edificio que está diseñado en el software de elementos finitos ETABS con una cuantía del 0.12%, con el fin de verificar que cumpla con los requisitos previos para el análisis sísmico, confirmar que las cuantías de refuerzo iniciales son adecuadas, los materiales, cargas, y elementos utilizados están correctamente especificados.

2.2. Rediseño del Edificio con Diferentes Cuantías de Refuerzo

Se procedió a rediseñar en OpenseesPy los edificios considerando las cuantías mínimas de refuerzo estructural propuestas de 0.12%, 0.18% y 0.25% para el mismo edificio que se va a evaluar, de igual manera se modifica el tipo de refuerzo en el alma de todos los muros de concreto con barras corrugadas y malla electrosoldada. Se ajustó el diseño estructural para garantizar la estabilidad sísmica de los edificios con las nuevas cuantías y refuerzos. En la Tabla 1 se muestran los 6 modelos no lineales que se construyeron en OpenseesPy para el modelo analizado.

Tabla 1

Modelos no lineales para desarrollar en OpenSeesPy

Tipo de refuerzo	0.12% (ρ_{min})	0.18% (ρ_{min})	0.25% (ρ_{min})
Barras corrugadas (NTC 2289)	☑	☑	☑
Malla electrosoldada (NTC 5806)	☑	☑	☑

2.3. Construcción del Modelo No Lineal en OpenSeesPy

Desarrollar un modelo no lineal para cada variante del edificio rediseñado utilizando la metodología MVLEM (Múltiples elementos de líneas verticales) el software OpenSeesPy (2D),

modificando el tipo de refuerzo (barras corrugadas y malla electrosoldada) para cada cuantía: 0.12%, 0.18% y 0.25% que simule su comportamiento ante un conjunto de 420 registros sísmicos consistente con la amenaza del lugar donde se encuentra el edificio. Se asignaron las propiedades del material para cada tipo de refuerzo y las características del concreto.

2.4. Registros sísmicos

Para la evaluación del desempeño sísmico mediante análisis dinámico no lineal, se seleccionó un conjunto de 420 registros sísmicos no escalados extraídos de la base de datos NGA-West2 del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Debido a la alta dispersión inherente en los registros históricos, la selección se realizó bajo la metodología de Espectros de Escenario Condicionado (CSS, por sus siglas en inglés). El uso de la metodología CSS garantizó que el ensamble de las 420 señales fuera estadísticamente consistente con la sismogénesis y la desagregación de la amenaza específica para la ciudad de Bogotá. La amenaza sísmica de la ciudad está dominada por la combinación de dos entornos tectónicos principales: sismos corticales de profundidad superficial asociados a sistemas de fallas locales y regionales (como el sistema de la Falla Frontal de la Cordillera Oriental), y eventos de distancia intermedia o sismicidad profunda (como el Nido Sísmico de Bucaramanga y la zona de subducción del Pacífico). Al implementar los espectros condicionados, el algoritmo de selección filtró la base de datos mundial para capturar las combinaciones de magnitud de momento (M_w) y distancia a la ruptura (R_{rup}) que son representativas de estas fuentes sismogénicas colombianas. Asimismo, el espectro objetivo se condicionó a las intensidades esperadas en el periodo fundamental de elongación de la estructura (T_{elong}), asegurando que el contenido frecuencial y las demandas de energía de los registros introducidos en el modelo representaran fielmente los escenarios que inducen el daño, las derivas y las deformaciones unitarias críticas en los muros de concreto.

2.5. Análisis de Derivas y Deformaciones Unitarias

Obtener y analizar la información relacionada con las derivas en cada sismo y cuáles son los niveles de deformaciones unitarias generadas en la base, lo cual nos permitió identificar si el refuerzo en el alma del muro se está rompiendo o no.

2.6. Evaluación y Comparación de Resultados

Se compararon los resultados entre los diferentes modelos (deformaciones unitarias y derivas) y se establecieron las conclusiones correspondientes.

3. Análisis Lineal

En esta primera etapa se hará un análisis modal espectral de la edificación en estudio.

3.1. Descripción general de la edificación

Se realiza la descripción de la edificación considerando los materiales, las cargas y se mostrarán los resultados del cumplimiento de los requisitos del Reglamento Sismo Resistente NSR-10, utilizando un software comercial de análisis estructural (ETABS).

3.2. Atributos primarios

Son aquellos seleccionados de la edificación y corresponden a las variables que pueden ser recolectadas de un edificio sin necesidad de un procesamiento o análisis numérico del mismo, estos se relacionan en la tabla 2.

Tabla 2

Atributos primarios

Tipología	Localización	Altura (m)	Grupo en altura	Área planta (m ²)	Ancho (B)- Largo (L)	Factor de forma
MCR ¹	BGT	14.8	Bajos	262	20.4-14.9	Planta

¹ Muro de concreto reforzado

				cuadrada da (SR<1.5)
Año de construcción	ZAS ² (NSR-10)	NDE ³ (NSR-10)	Tipo de suelo (NSR-10)	Taxonomía fragilidad
2015	Intermedia	DMO	D	CR ⁴ /MD ⁵ /DM O/H:6

Figura 1

Ubicación geográfica



3.2.1. Atributos secundarios

Son aquellos seleccionados con características del comportamiento de los edificios, los cuales son representativos y que condicionan el desempeño estructural, tales como: Índice de muros (WI), Relación de aspecto media y Relación de carga axial media (ALRavg). A

² Zona de amenaza sísmica

³ Nivel de disipación de energía

⁴ Concreto reforzado

⁵ Muros delgados

continuación, se presenta el valor de cada atributo.

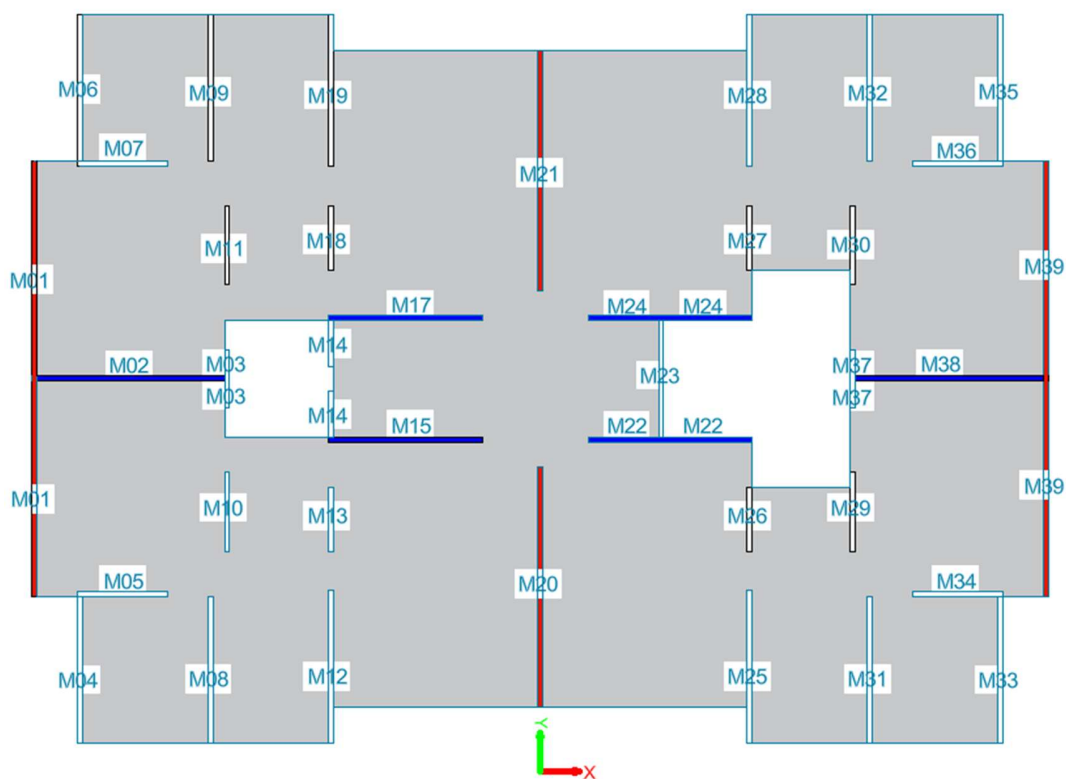
Tabla 3

Resumen de la geometría del edificio

Edificio	Número de pisos	Espesor de muros, t_w [mm]	Altura entre pisos [m]	Índice longitudinal de muros [%]	Índice transversal de muros [%]	f'_c [MPa]	¿Tiene elementos de borde?
041-MCR-BGT-06P	6	100	2.45	1.05	3.17	21	No

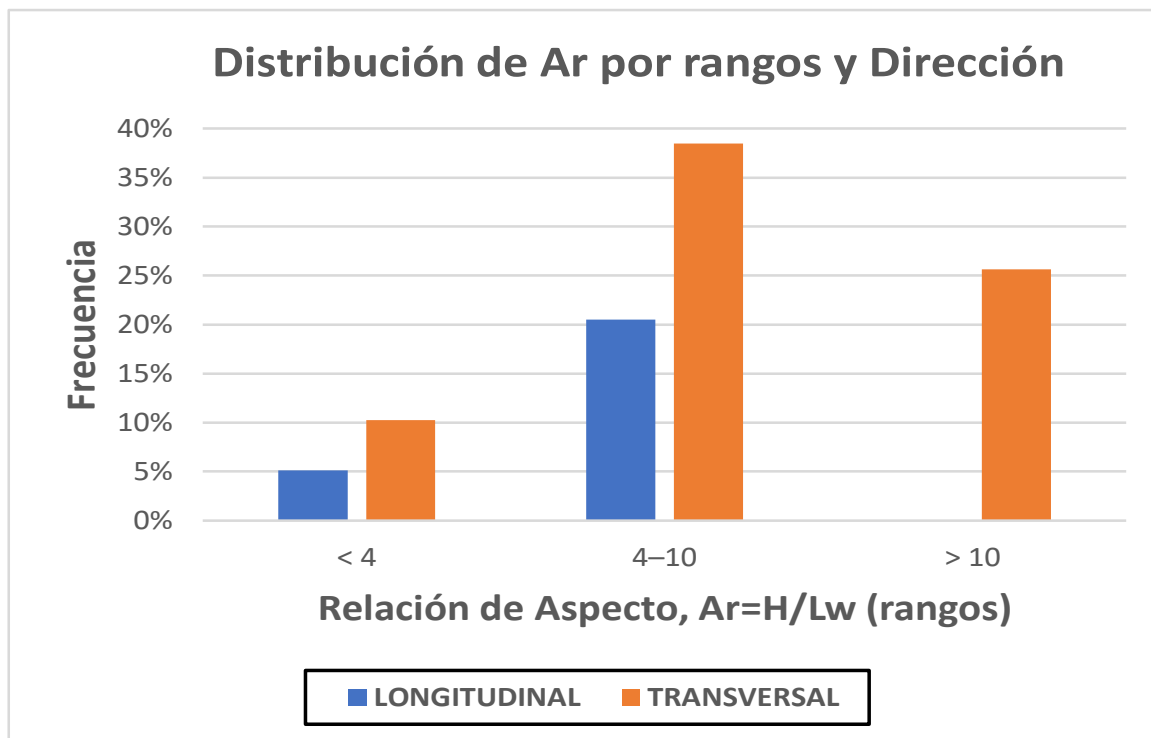
Figura 2

Planta ubicación muros

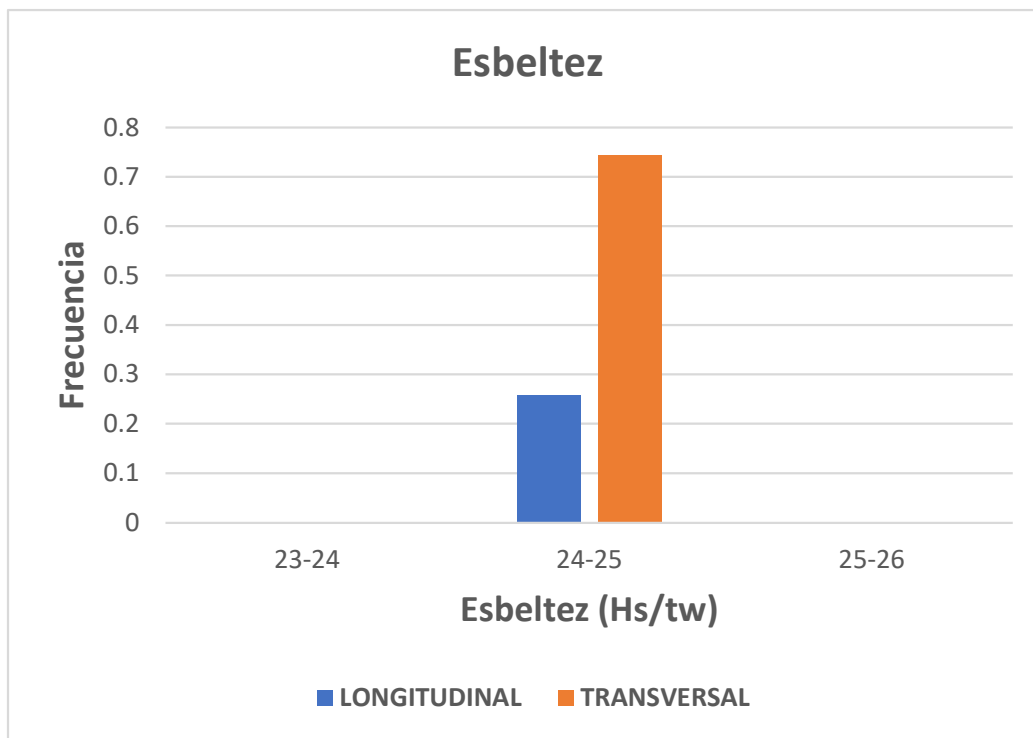


3.2.1.1. **Relación de aspecto (A_r).** Se define como la relación entre la altura total del muro y su longitud. Se relaciona con la capacidad de rotación del muro y, con el nivel de desplazamiento no lineal que puede desarrollar el muro antes de presentarse la falla. Por lo general, se recomienda como límite superior para la relación de aspecto un valor igual a 6.0. Elementos con relaciones de aspecto mayores a esto no alcanzan a salir del rango elástico de comportamiento por lo que deberían diseñarse sin considerar el factor de reducción R (Priestley et al., 2007). La categoría de muros asociada a la relación de aspecto (A_r) se define como muros cortos ($A_r \leq 4$), medianos ($4 < A_r \leq 10$), largos ($A_r > 10$). En la Figura 3 se observa que más del 50% de los muros se encuentran en el rango $4 < A_r \leq 10$, predominando los muros medianos.

3.2.1.2. **Índice de Muros:** Es un parámetro que relaciona el área total de muros en la dirección que soporta la demanda de cortante, con respecto al área total de la planta del edificio (Figura 2). Este parámetro guarda una estrecha relación entre el nivel de carga axial de los muros y las demandas de deriva en la estructura. De acuerdo con la experiencia investigativa, un valor mínimo de índice de muros en cada una de las direcciones debería ser 3%. Este valor empírico corresponde a un criterio de diseño para lograr niveles aceptables de carga axial y facilitar el control de las derivas del edificio (Sozen, 1989; Blandón et al., 2015). Se observa en la Tabla 3 que, en el sentido longitudinal, este valor está por debajo del valor mínimo mencionado, mientras que, en el sentido transversal, supera sensiblemente el 3%.

Figura 3*Relación de aspecto (A_r)*

3.2.1.3. **Esbeltez.** Es la relación entre la altura libre entre pisos y el espesor del muro. En el NSR-10 no se establece un límite para la relación de esbeltez; sin embargo, el ACI 318-14 recomienda como límite superior un valor de esbeltez de 16. La esbeltez se relaciona directamente con la estabilidad lateral del elemento y ha sido estudiado exhaustivamente en los últimos años (Rosso et al., 2015; Arteta, 2017; Parra and Moehle, 2017; Rosso et al., 2018). En la Figura 4 se muestra la distribución del edificio de acuerdo con la relación de esbeltez en cada dirección donde se muestra que todos los muros superan la esbeltez de 16. Los altos niveles de esbeltez del edificio se deben al espesor de 100 [mm] de todos los muros del edificio, que son típicos en nuestro país.

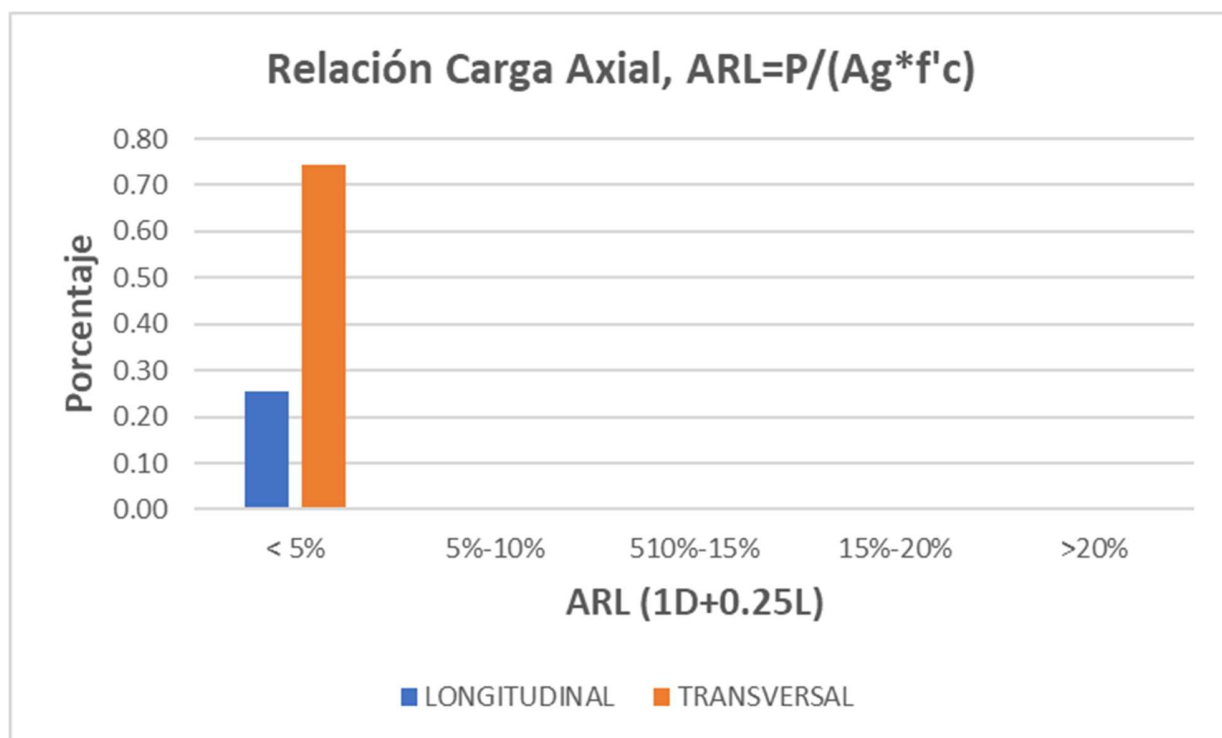
Figura 4*Esbeltez*

3.2.1.4. **Relación Carga Axial.** En la Figura 5 se muestra la relación ALR, definida como el cociente entre la carga axial del muro P y la capacidad de la sección bruta de concreto $A_g f'_c$. Esta relación se presenta para la combinación de carga real esperada en las edificaciones: $1D + 0.25 L$ (FEMA-356, 2000). En la Figura 5 se observa que, todos los muros del edificio tienen nivel de carga axial menor o igual $0.1 * A_g * f'_c$, lo cual tiene implicaciones directas sobre los mecanismos de daño esperados y el desempeño histerético de la estructura. En primer lugar, el bajo nivel de precompresión asegura que el comportamiento a flexión esté controlado por la tracción; es decir, se espera la fluencia del refuerzo longitudinal mucho antes de que se produzca el aplastamiento del concreto en las zonas de compresión, lo que dota a los muros de una alta ductilidad y capacidad de

disipación de energía. Por otro lado, la baja carga axial reduce el momento de fisuración, propiciando una rápida degradación de la rigidez lateral inicial ante demandas sísmicas. Asimismo, limita la contribución del concreto a la resistencia al corte por fricción en las fisuras, haciendo que el control de las deformaciones por cortante dependa fundamentalmente del refuerzo distribuido en el alma. Finalmente, para muros de paredes delgadas, aunque la baja compresión reduce la demanda de inestabilidad global inicial, las grandes incursiones inelásticas a tracción esperadas pueden hacer vulnerable la sección al pandeo fuera del plano ante la inversión de la carga sísmica.

Figura 5

Relación Carga Axial



3.2.2. Descripción del material

Los elementos estructurales son en concreto reforzado. A continuación, se relacionan los parámetros utilizados.

3.2.2.1. **Concreto no confinado.** La resistencia a la compresión del concreto no confinado es de 21 MPa en toda la estructura. La máxima deformación a la compresión del concreto según la NSR-10 en la sección C.10.2.3 es $\epsilon_u = 0.003$.

3.2.2.2. **Acero de refuerzo.** Corresponde al acero de refuerzo con barras corrugadas de acuerdo con lo definido en la Norma Técnica Colombiana NTC 2289 y malla electrosoldada (Welded Wire Mesh - WWM) de alambres de acero formado en frío de acuerdo con la Norma Técnica Colombiana NTC 5806.

Tabla 4

Especificaciones del acero de refuerzo

Tipo de refuerzo	Resistencia del acero (MPa)
Barras corrugadas (NTC 2289)	420
Malla electrosoldada (NTC 5806)	490

3.3. Diseño del edificio con base en el Reglamento (NSR-10)

Para el edificio, la carga muerta impuesta sobre la losa es $D = 2.0$ [kN/m²], mientras que la carga viva se tomó como $L = 1.80$ [kN/m²]. Se consideraron dos tipos de acero de refuerzo en los muros: mallas electrosoldadas y barras corrugadas. Para diseño, se supone que la resistencia a la fluencia de las mallas electrosoldadas es $f_y = 490$ [MPa], mientras que para las barras corrugadas se supuso $f_y = 420$ [MPa].

Para estimar el espectro de respuesta se siguió el procedimiento del Capítulo A.2 del NSR-10, bajo las suposiciones de la Tabla 5. El espectro obtenido se presenta en la Figura 6. Para el diseño de las estructuras se realizó un análisis dinámico espectral, ajustando el cortante de diseño al 80% del cortante obtenido por el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE). Para ello, se realizó el cálculo del periodo fundamental aproximado utilizando la Ecuación A.4.2-3 del NSR-10, con $C_u = 1.27$, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.

$$T_a = C_t h^\alpha = 0.37 [s]$$

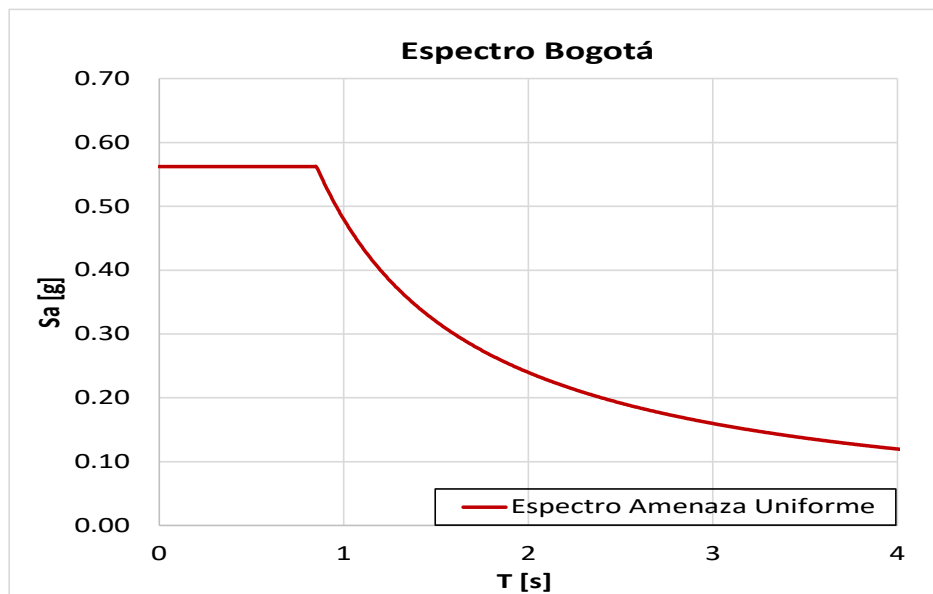
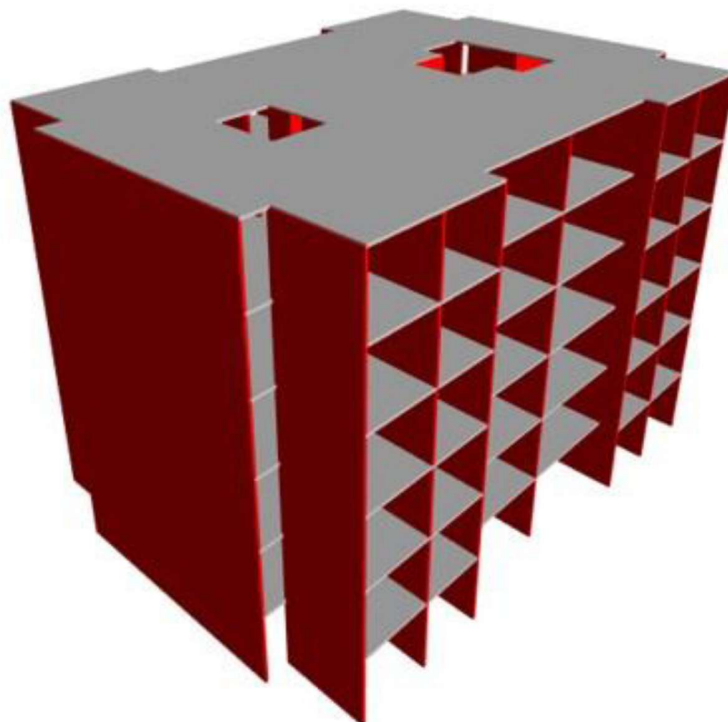
$$T_{max} = C_u C_t h^\alpha = 0.47 [s]$$

De acuerdo con el espectro de amenaza uniforme del NSR-10 el valor de S_a se encuentra en la meseta del espectro y es 0.5625 [g]

Tabla 5

Parámetros sísmicos del espectro elástico de respuesta

Descripción	Valor
Localización	Bogotá
Aceleración pico efectiva, A_a	0.15
Velocidad pico efectiva, A_v	0.20
Perfil del suelo	D
Factor de amplificación, F_a	1.5
Factor de amplificación, F_v	2.0
Grupo de uso	Residencial, Grupo I
Coef. Importancia, I	1.0

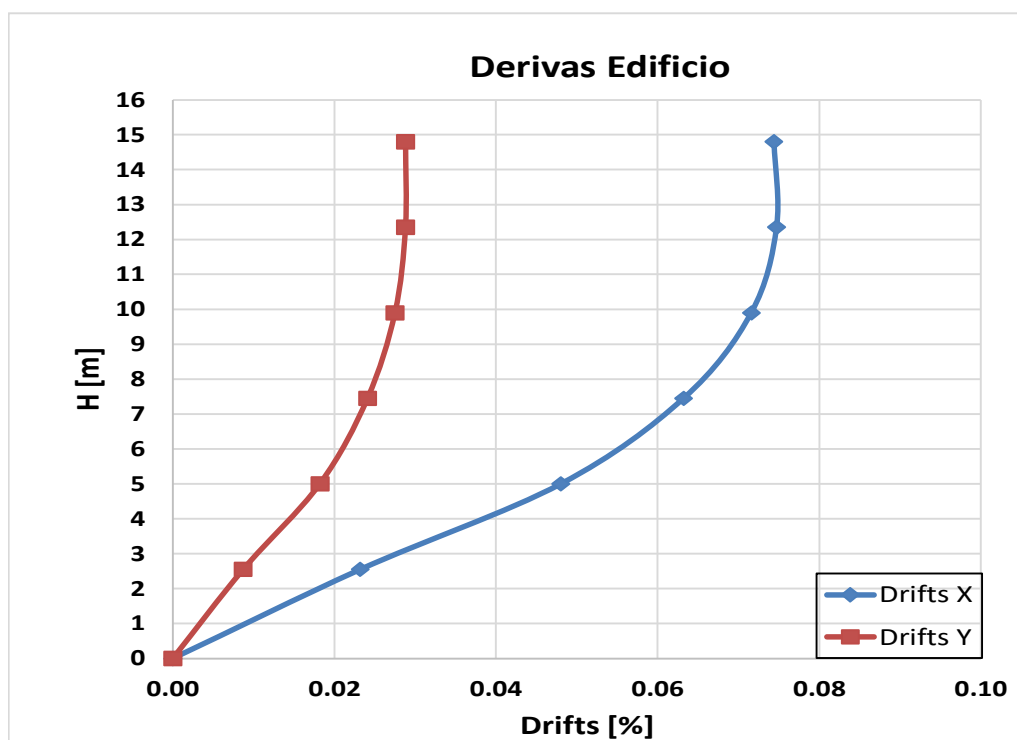
Figura 6*Espectro de amenaza uniforme***Figura 7***Modelo tridimensional en ETABS*

Se construyó un modelo elástico del edificio como el que se muestra en la Figura 7 utilizando el software de elementos finitos comercial (ETABS). La masa sísmica se estimó como la aportada por la totalidad de la carga muerta más el 25% de la carga viva ($D+0.25L$).

En la Figura 8 se observa la distribución de deriva de piso del edificio, en ambas direcciones principales. Las derivas máximas de diseño ocurren típicamente dentro del tercio medio de la altura, siendo todas menor que el límite propuesto en el NSR-10.

Figura 8

Derivas de piso del edificio



Se debe resaltar que los espesores de los muros de la estructura son de $t_w=100$ [mm] y están diseñados con cuantía de acero mínima en el alma ($\rho=0.12\%$). Debido a las restricciones geométricas por ser muros con espesores inferiores a 150 [mm] no es viable la concepción de elementos de borde confinados efectivamente (Arteta, 2015), ni refuerzo adicional en los

extremos.

3.3.1. Muros protagonistas

Para la evaluación del comportamiento sísmico, es necesario simplificar la complejidad del modelo tridimensional extrayendo los elementos que dominan la respuesta lateral. Para la selección de estos muros protagonistas en cada dirección de análisis (X e Y), se adoptó la metodología propuesta por Arroyo et al. (2025) para la definición de arquetipos representativos.

El procedimiento consistió en ordenar los muros de mayor a menor según su porcentaje de absorción del cortante basal del edificio. A partir de esta distribución, se seleccionaron aquellos muros que, en conjunto, aportan al menos el 40% del cortante basal acumulado y que individualmente resisten una proporción significativamente mayor de fuerza en comparación con el resto de los elementos.

La adopción del límite del 40% no es arbitraria; representa el umbral óptimo para aislar los mecanismos primarios de resistencia lateral. Al modelar este subconjunto de muros en un entorno bidimensional, se logra capturar la rigidez y resistencia macroscópica del sistema, optimizando el costo computacional sin sacrificar la precisión de la respuesta global. Incorporar elementos adicionales que aportan fracciones marginales de cortante basal incrementa la complejidad del modelo (por ejemplo, en el número de fibras y grados de libertad) sin generar variaciones significativas en los resultados de capacidad del edificio.

Adicionalmente a la restricción numérica del 40%, la selección definitiva se apoyó en un criterio de discontinuidad visual. Se incluyeron muros que presentaban un salto apreciable en la pendiente de la curva de cortante acumulado (caída marcada entre dos muros contiguos), garantizando que todos los elementos de alta rigidez relativa fueran incorporados al arquetipo. En las gráficas de la Figura 9 se resaltan los muros seleccionados bajo estos criterios.

Figura 9

Muros protagónicos en cada dirección de análisis (X e Y)

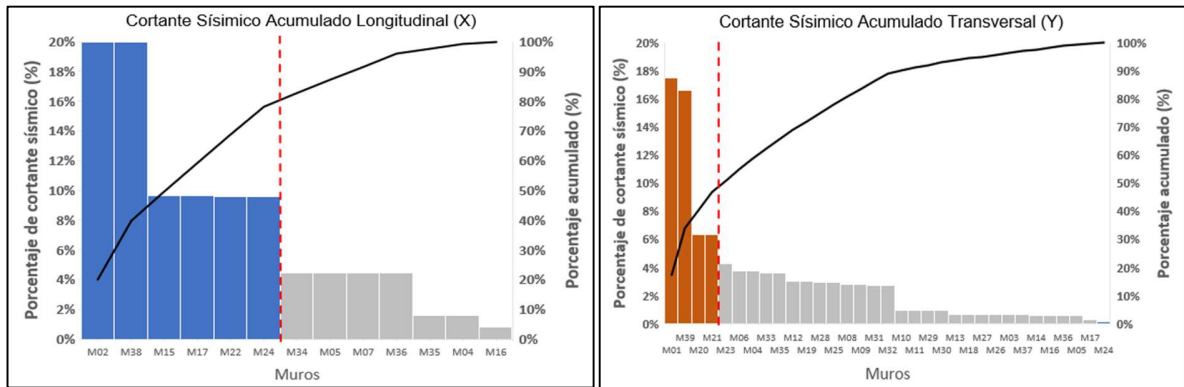
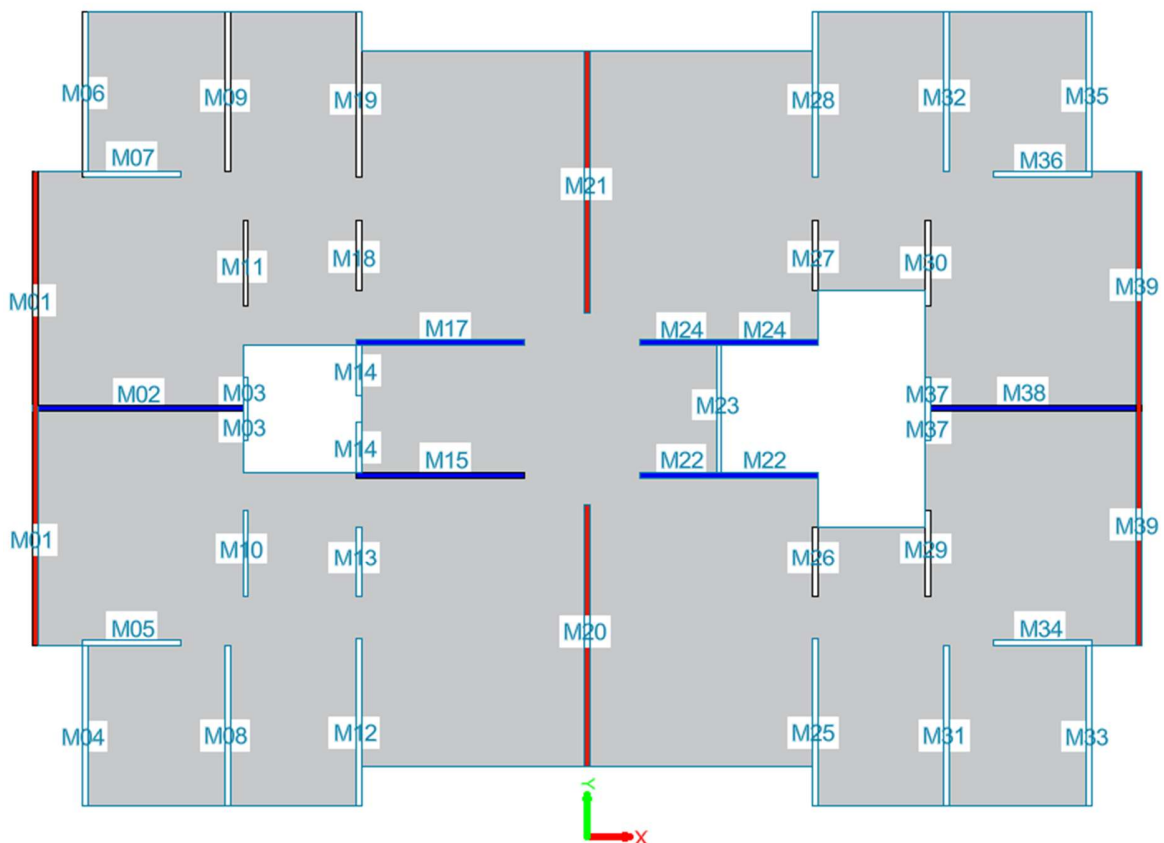


Figura 10

Planta estructural de muros protagónicos en cada dirección de análisis (X e Y)



3.3.2. Modelos no lineales para muros delgados

Los modelos no lineales son utilizados para simular de manera más realista las deformaciones y el comportamiento del material durante un sismo. Pujol et al. (2004) proponen un enfoque basado en el modelo de esfuerzo-deformación que considera la plasticidad del material y las transferencias de cargas entre los componentes estructurales. Este tipo de modelado ayuda a capturar el comportamiento inelástico de los muros, especialmente en situaciones donde las cargas superan los límites de elasticidad del material.

3.4. Descripción del Modelo Numérico: Elemento de Línea Vertical Múltiple (MVLEM)

Para la simulación de la respuesta no lineal de los muros, se seleccionó la formulación del MVLEM (Multiple-Vertical-Line-Element-Model). Esta metodología ha demostrado ser eficiente y numéricamente estable para capturar el comportamiento histerético global de muros controlados por flexión.

3.4.1. Formulación del Elemento

El modelo MVLEM discretiza la sección transversal del muro en una serie de macro-fibras verticales (elementos uniaxiales) conectadas a vigas rígidas en los extremos superior e inferior.

3.4.1.1. **Comportamiento a Flexo-compresión.** Se captura mediante la deformación axial de las macro-fibras. Cada fibra representa un área tributaria de concreto y acero asociado a una posición específica a lo largo de la longitud del muro (L_w). La compatibilidad de deformaciones se basa en la hipótesis de secciones planas.

3.4.1.2. **Comportamiento a Corte.** Dado que el MVLEM estándar desacopla la respuesta de flexión y corte, la rigidez a cortante se modela típicamente mediante

un resorte horizontal elástico o inelástico situado a la altura ch (centro de rotación relativo), capturando la deformación por corte global.

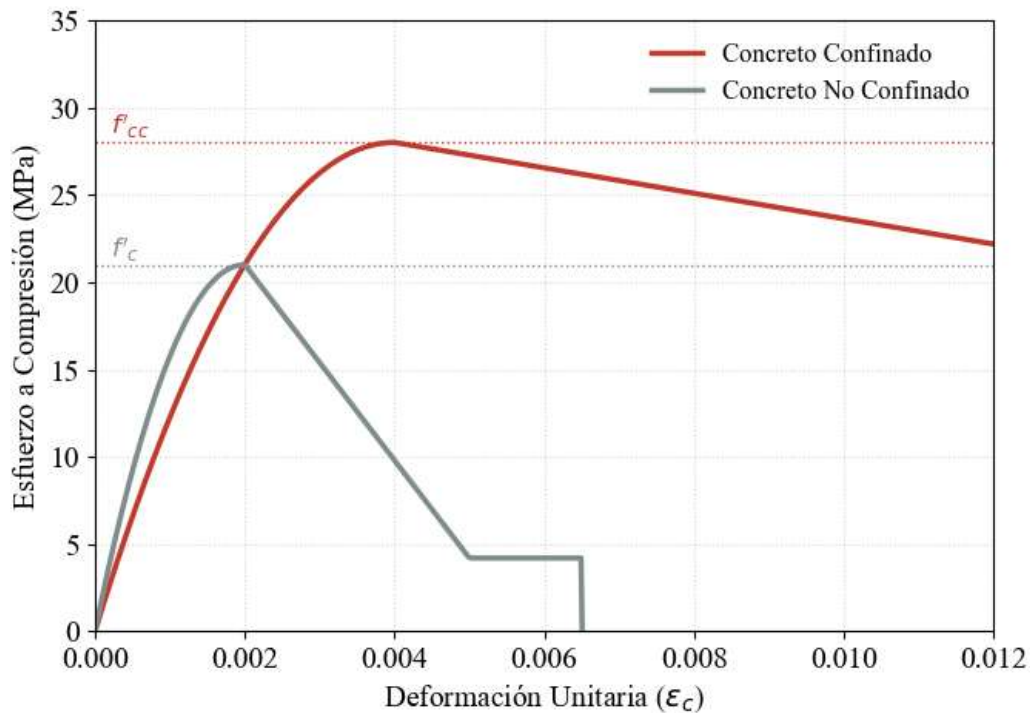
3.4.2. Consideraciones Geométricas del Modelo Numérico

La discretización espacial en el modelo OpenSeesPy se consideraron muros planos (rectangulares) en cada dirección de análisis. La implementación del MVLEM bajo esta simplificación permite optimizar los recursos y tiempos computaciones del análisis no lineal, logrando capturar los mecanismos de daño por flexo-compresión y corte, sin necesidad de incorporar secciones de muros con aletas.

3.4.3. Modelos Constitutivos de los Materiales

La precisión del modelo en muros de pared delgada depende críticamente de las leyes constitutivas asignadas a las fibras.

3.4.3.1. Concreto. Se emplea el modelo Concrete01 de OpenSees (basado en Kent-Scott-Park). Este modelo desprecia la resistencia a tensión y define un comportamiento parabólico en la rama ascendente a compresión y una rama lineal en la etapa de ablandamiento (post-pico). La resistencia a compresión del concreto confinado y su deformación última se determinan siguiendo el modelo de Mander et al. (1988), ajustando la rama descendente para representar el ablandamiento por daño. En la Figura 11 se representan las gráficas de estos concretos.

Figura 11*Modelo constitutivos de concretos*

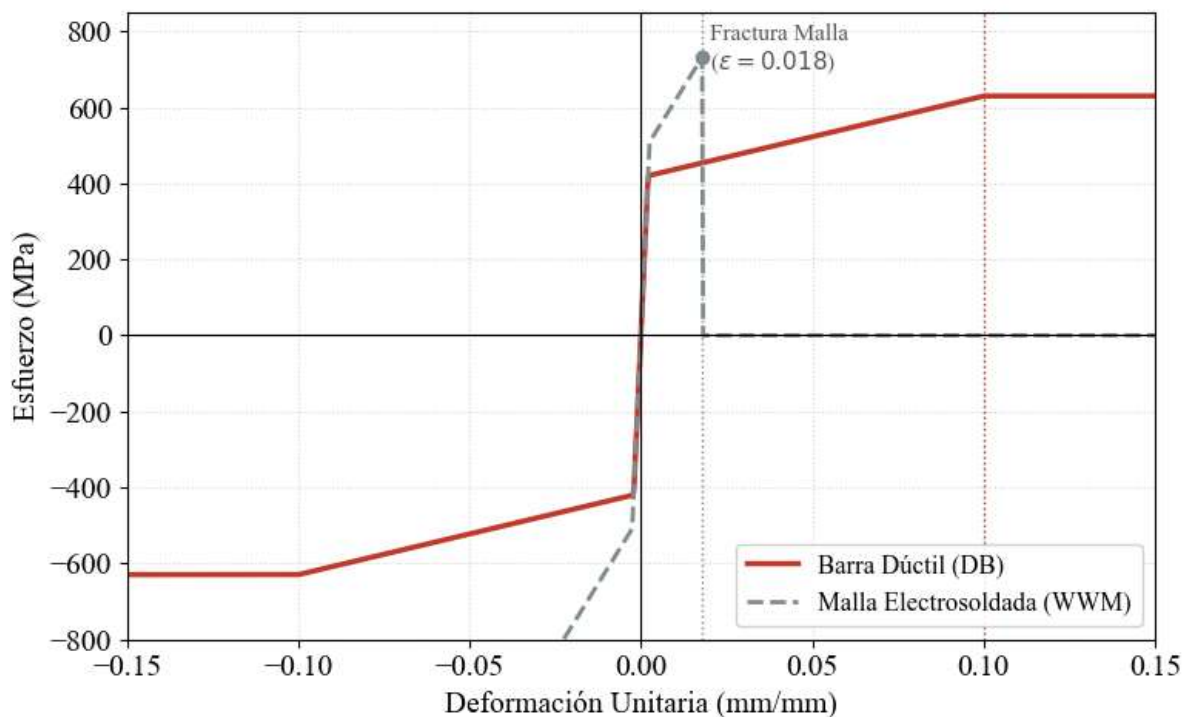
3.4.3.2. Acero de Refuerzo y Malla Electrosoldada. Se utiliza el material *Hysteretic* combinado con *MinMax* para capturar la degradación de rigidez y definir los límites de falla de los elementos. En la Figura 12 se ilustran las curvas de esfuerzo-deformación adoptadas, cuyas restricciones se definen a continuación:

- Barras dúctiles (RB), se limita la deformación unitaria a tensión $\epsilon_s = 0.05$ para considerar la pérdida de capacidad por fatiga de bajo número de ciclos, y a compresión se establece un límite de $\epsilon_s = -0.006$ para representar el inicio del pandeo del refuerzo longitudinal.
- Malla electrosoldada (WWM), dado que es fundamental en esta investigación para el comportamiento de muros de pared delgada, el modelo incorpora explícitamente la fractura frágil del material a deformaciones bajas. El límite de falla se establece en $\epsilon_s =$

0.018 (calibrado a partir de ensayos locales), parámetro determinante para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estos muros.

Figura 12

Modelo constitutivo de aceros



3.5. Selección de acelerogramas

Para la selección de los registros sísmicos se utilizó la metodología del Conditional Scenario Spectra (CSS), la cual considera el cambio en el contenido frecuencial promedio (CMS; Baker (2011) y de la varianza (CS, Lin et al., (2013)) del movimiento fuerte del terreno en función de la amenaza y el período condicionante (T'). Los acelerogramas escogidos permiten reproducir la amenaza sísmica en el sitio de interés para distintos niveles de amenaza y para un rango de períodos definido.

Para la estimación del CSS, se presenta como un conjunto de espectros realistas a los que se les asignan tasas de ocurrencia según su forma espectral e intensidad, de manera que

reproduzcan la amenaza sísmica en múltiples períodos y distintos niveles de amenaza. El procedimiento es el siguiente: (i) se preseleccionan espectros (registros) candidatos a partir de la desagregación de peligro del sitio, como la magnitud del sismo (M_w) distancia del escenario dominante (R), el mecanismo de falla y las condiciones de sitio y la ; (ii) para cada nivel de amenaza, se escogen subconjuntos cuyas formas espectrales sean compatibles tanto con el Espectro Medio Condicional (CMS) (Baker, 2011) como con su variabilidad; (iii) las series elegidas se escalan al CMS del nivel de amenaza considerado y se les asigna una tasa empleando la discretización del peligro y el número de registros por nivel de amenaza; y (iv) manteniendo fijos los factores de escala, se ajustan (optimizan) las tasas para recuperar la amenaza en todo el rango de períodos y todos los niveles de amenaza analizados⁶.

3.6. Metodología para la construcción de Curvas de fragilidad sísmica

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad condicional de que la edificación iguale o exceda un estado de daño específico (DS_i), dado un nivel de intensidad sísmica (IM).

Para la construcción de estas curvas se empleó la siguiente metodología:

3.6.1. Análisis Dinámico No Lineal

Se sometieron los arquetipos bidimensionales a un conjunto de registros sísmicos escalados, extrayendo las respuestas máximas de deformación unitaria (ϵ_s) en las fibras de refuerzo de los muros protagónicos para cada nivel de intensidad.

3.6.2. Verificación de Desempeño

Para cada análisis, se comparó la demanda de deformación máxima registrada contra los umbrales de capacidad definidos para DS_1 , DS_2 y DS_3 .

3.6.3. Ajuste Probabilístico

⁶ Arteta, C.A., & Abrahamson, N.A. (2019). Conditional scenario spectra (CSS) for hazard-consistent analysis of engineering systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737-757.

Asumiendo que la distribución del daño sigue una tendencia lognormal, se calcularon la mediana (θ) y la dispersión o desviación estándar logarítmica (β) de los datos. Las curvas de fragilidad se trazaron mediante la función de distribución acumulada lognormal estándar:

$$P(DS \geq DS_i \setminus IM) = \Phi \left(\frac{\ln(IM) - \ln(\theta)}{\beta} \right)$$

donde Φ es la función de distribución acumulada normal estándar. Este procesamiento estadístico permitió traducir las respuestas determinísticas del modelo no lineal en curvas probabilísticas continuas.

4. Resultados

4.1. Resultados del Análisis Estático No Lineal (*Pushover*)

Las estructuras diseñadas según las indicaciones del reglamento NSR-10 se evaluaron en el rango inelástico utilizando OpenSees (McKenna et al., 2000). Se planteó un modelo simplificado en dos dimensiones en la dirección principal de la edificación. Este modelo simula una serie de muros acoplados en forma de pórtico principal. Se garantizó que los muros que conforman el modelo evaluado resistan en conjunto por lo menos el 40% de la totalidad del cortante sísmico del modelo elástico. Esto permite considerar al sistema evaluado como representativo de la edificación en su totalidad.

El análisis de plastificación progresiva (*pushover*) de las estructuras se hizo bajo un patrón incremental de carga lateral en forma de triángulo invertido, consistente con la distribución esperada de fuerzas en el modo de vibración fundamental. La respuesta inelástica de las estructuras en términos de cortante basal (V_b) y deriva de techo (RDR, por sus siglas en

inglés) se presenta en las secciones siguientes.

4.1.1. Malla Electrosoldada (WWM-L)

Al superponer las gráficas de Pushover en dirección longitudinal de la edificación se observa a simple vista que al aumentar de cuantía en los muros también hay un incremento en la rigidez inicial y en la resistencia máxima.

Como se muestra en la Figura 13, el análisis Pushover evidencia que el incremento en la cuantía de la malla electrosoldada (de 0.12% a 0.25%) resulta eficaz para elevar la resistencia al corte basal del sistema (incremento del ~54%), pero no contribuye a mejorar la ductilidad de desplazamiento. La falla se mantiene frágil y controlada por la deformación unitaria de ruptura de la malla en torno al 1.8% de deriva, independientemente de la cantidad de acero suministrado.

En la Tabla 6 se calcula la sobre resistencia y ductilidad con base en la idealización trilinealizada y el valor de R se toma de la regla de Newmark & Hall para períodos cortos, donde

$$R = \sqrt{2\mu - 1} * \Omega.$$

Figura 13

Pushover malla electrosoldada (WWM-L)

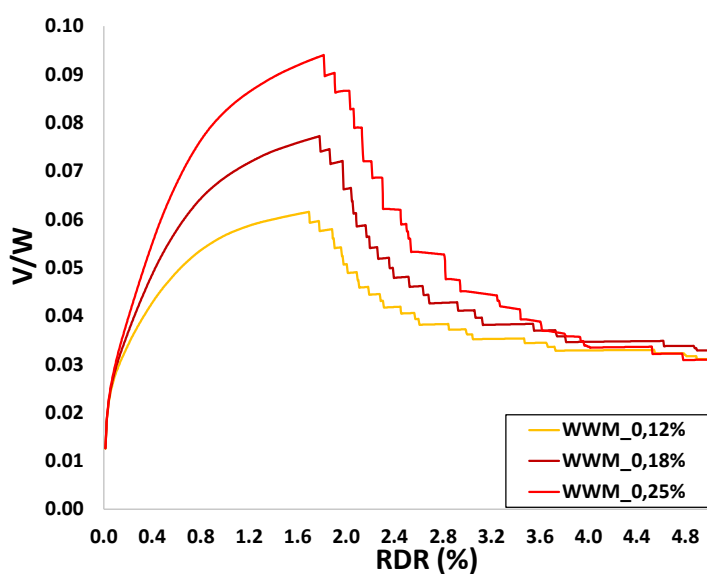


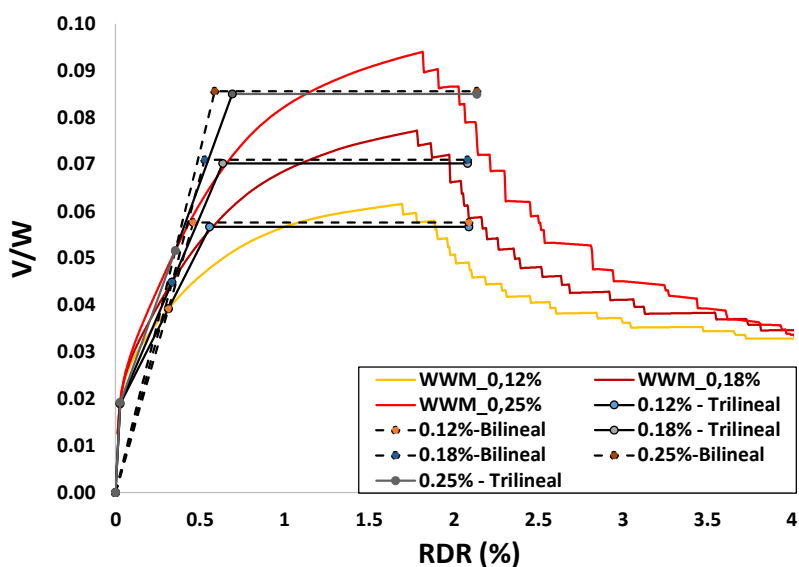
Tabla 6

Sobre resistencia y ductilidad curvas Pushover trilinealizadas

Cuantía	80% (V/W) _{max}	RDR 80% (V/W) _{max} (%)	(V/W) _y	(RDR) _y (%)	1ra Fluencia (Vs)	Sobre resistencia (Ω)	Ductilidad (μ)	R
0.12%	0.0491	2.088	0.0567	0.5572	0.0392	1.44	3.75	3.68
0.18%	0.0613	2.082	0.0702	0.6340	0.0449	1.56	3.28	3.69
0.25%	0.0754	2.136	0.085	0.690	0.0516	1.65	3.64	4.13

Figura 14

Curvas linealizadas de Pushover (WWM-L)



4.1.2. Malla Electrosoldada (WWM-T)

Al superponer las gráficas de Pushover en dirección transversal de la edificación se demuestra que incrementar la cuantía de malla electrosoldada es una estrategia efectiva para elevar la resistencia al corte del edificio (hasta un 50% extra), pero es ineficaz para mejorar la capacidad de deformación. El sistema mantiene una deriva de colapso limitada (~2.0%)

controlada por la baja ductilidad intrínseca del material WWM, independientemente de la cantidad de acero suministrada. En la Tabla 7 se calcula la sobre resistencia y ductilidad con base en la idealización de estas curvas.

Figura 15

Pushover malla electrosoldada (WWM-T)

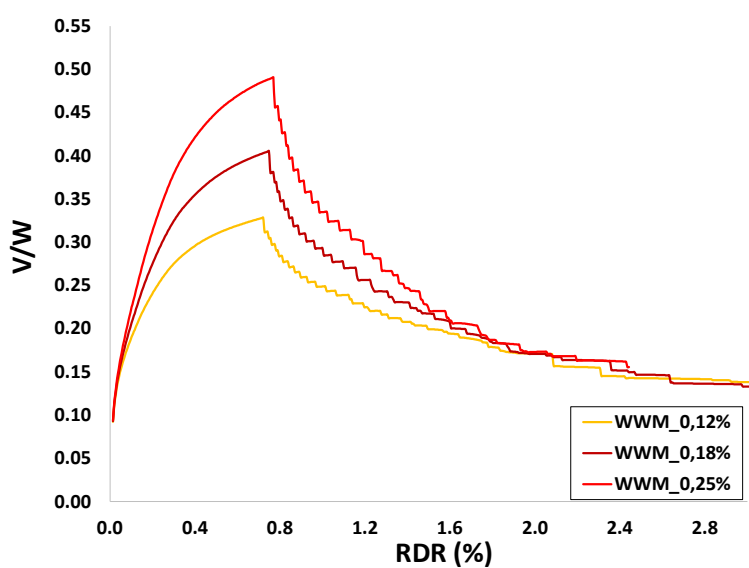
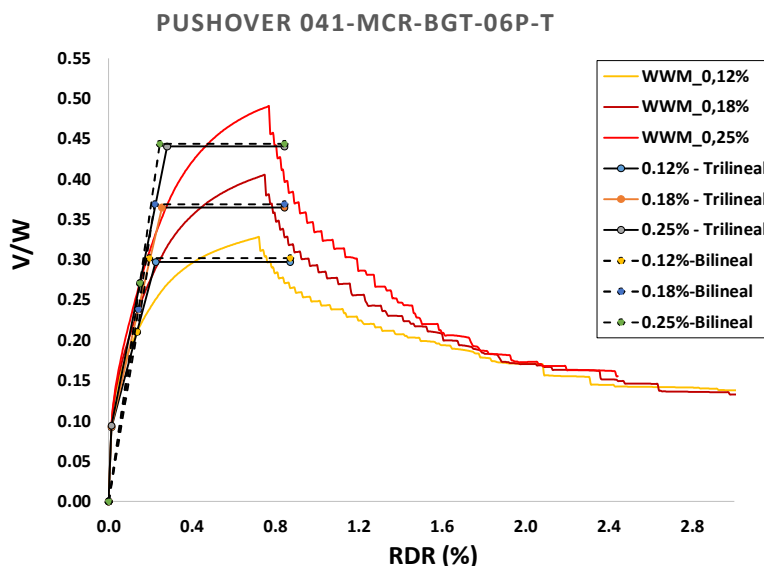


Tabla 7

Sobre resistencia y ductilidad curvas Pushover Trilinealizadas

Cuantía	80% (V/W) _{max}	RDR 80% (V/W) _{max} (%)	(V/W) _y	(RDR) _y (%)	1ra Fluencia (Vs)	Sobre resistencia (Ω)	Ductilidad (μ)	R
0.12%	0.2651	0.8707	0.2972	0.2257	0.2104	1.41	3.86	3.66
0.18%	0.3279	0.8435	0.3691	0.2212	0.2383	1.53	3.30	3.62
0.25%	0.3967	0.8435	0.4405	0.2800	0.2710	1.63	3.01	3.64

Figura 16*Curvas linealizadas de Pushover (WWM-T)*

4.1.3. Barras de Refuerzo (RB-L)

Al superponer las gráficas de Pushover en dirección longitudinal de la edificación se observa que la resistencia máxima crece de forma consistente al subir la cuantía. En la Tabla 8 se observa que la sobre resistencia se mantiene en valores similares dado que los valores aumentan de manera proporcional mientras que la ductilidad disminuye a medida que la cuantía aumenta.

El uso de barras de refuerzo dúctiles (RB) como refuerzo longitudinal dota al sistema de una ductilidad de desplazamiento robusta. Aunque la resistencia máxima alcanzada es inferior a la de sistemas con mallas de alta resistencia (para la misma cuantía), la capacidad de sostener la carga ante grandes deformaciones convierte a este refuerzo en la opción idónea para garantizar la seguridad a la vida en zonas de amenaza sísmica alta.

Figura 17

Pushover Barras de Refuerzo (RB-L)

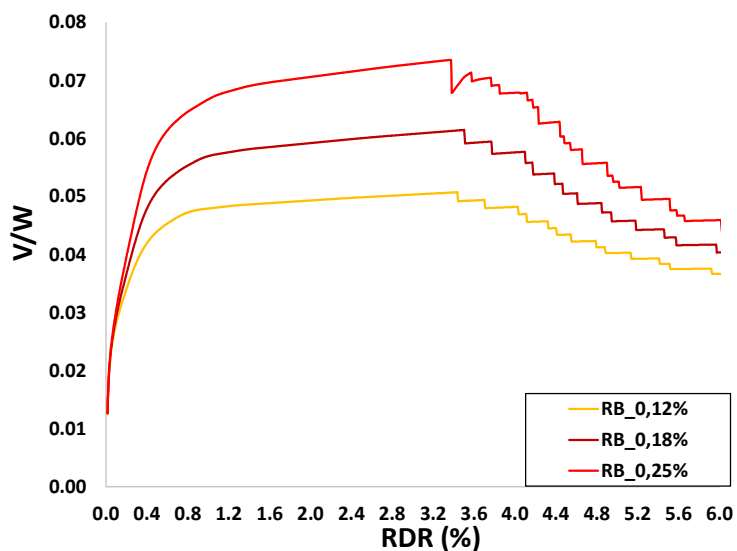
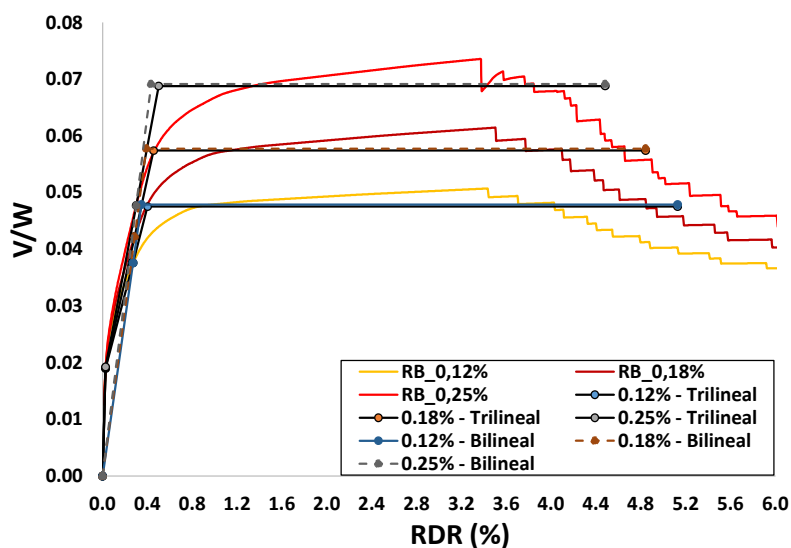


Tabla 8

Sobre resistencia y ductilidad curvas Pushover Trilinealizadas

Cuantía	80% (V/W) _{max}	RDR 80% (V/W) _{max} (%)	(V/W) _y	(RDR) _y (%)	1ra Fluencia (Vs)	Sobre resistencia (Ω)	Ductilidad (μ)	R
0.12%	0.0403	5.1292	0.0475	0.4026	0.0376	1.26	12.74	6.25
0.18%	0.0489	4.8435	0.0574	0.4548	0.0422	1.36	10.65	6.12
0.25%	0.0591	4.4830	0.0688	0.5004	0.0477	1.44	10.34	6.39

Figura 18*Curvas linealizadas de Pushover (RB-L)*

4.1.4. Barras de Refuerzo (RB-T)

Al superponer las gráficas de Pushover en dirección transversal de la edificación se observa que la resistencia máxima aumenta de manera directa al aumentar la cuantía de refuerzo. En la Tabla 9 se observa que la sobre resistencia se mantiene en valores similares dado que los valores aumentan de manera proporcional mientras que la ductilidad disminuye a medida que la cuantía aumenta.

Figura 19

Pushover Barras de Refuerzo (RB-T)

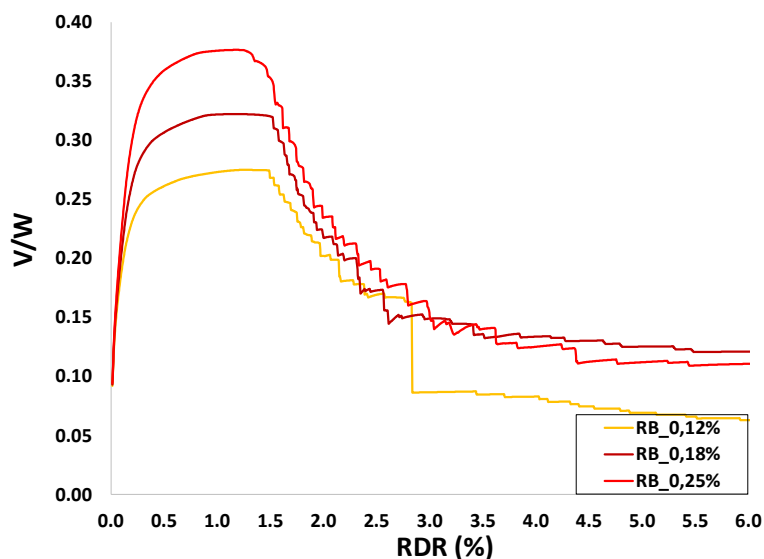


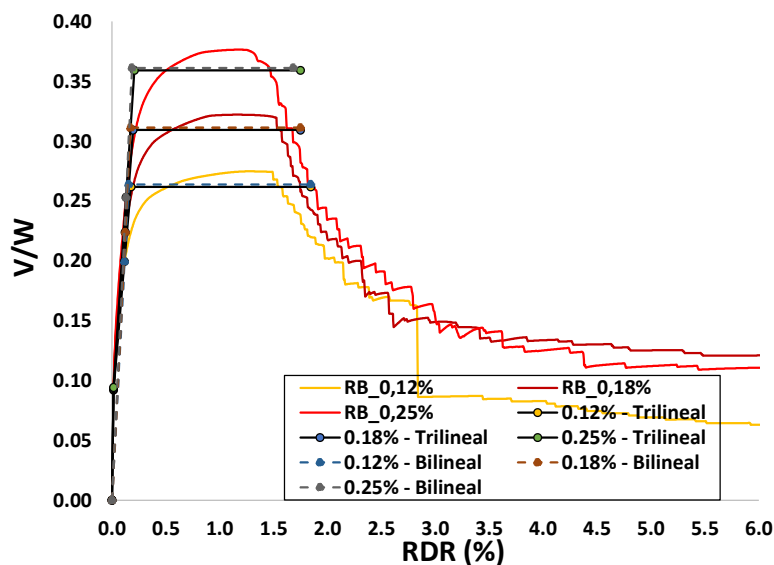
Tabla 9

Sobre resistencia y ductilidad curvas Pushover Trilinealizadas

Cuantía	80% (V/W) _{max}	RDR 80% (V/W) _{max} (%)	(V/W) _y	(RDR) _y (%)	1ra Fluencia (Vs)	Sobre resistencia (Ω)	Ductilidad (μ)	R
0.12%	0.2198	1.8435	0.2618	0.1751	0.1994	1.31	10.53	5.88
0.18%	0.2578	1.7483	0.3093	0.1935	0.2239	1.38	9.04	5.71
0.25%	0.2992	1.6803	0.3593	0.2066	0.2531	1.42	8.13	5.55

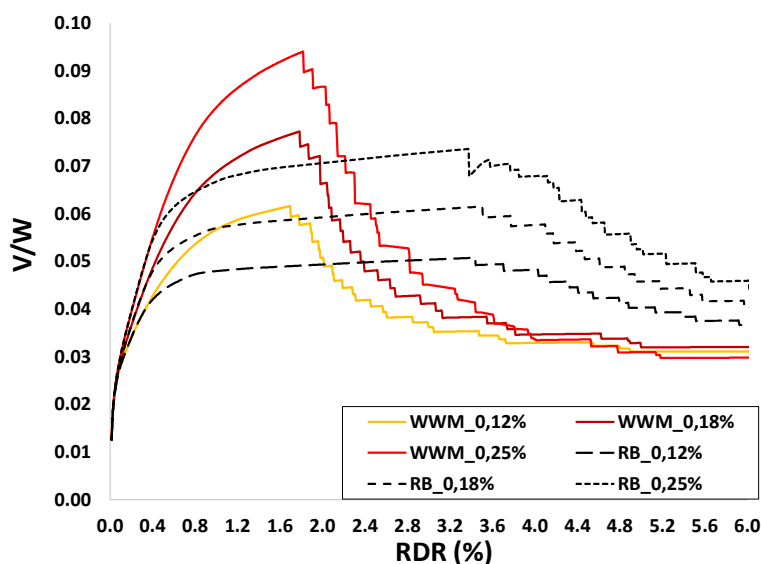
Figura 20

Curvas linealizadas de Pushover (RB-T)



4.1.5. Curvas Pushover RB-L y WWM-L

En la Figura 21 se evidencia que mientras que los modelos con WWM sufren una caída abrupta de resistencia inmediatamente después del pico (aprox. 1.8% RDR), las curvas de RB mantienen una pendiente de degradación mucho más suave. A una deriva severa del 5.0%, el modelo RB con $\rho=0.25\%$ conserva aproximadamente el 70% de su capacidad máxima, mientras que el modelo equivalente con WWM ha perdido más del 65% de su resistencia, comprometiendo la estabilidad vertical de la estructura. Se observa una correlación inversa entre la cuantía de refuerzo y la ductilidad en la Malla Electrosoldada. Al aumentar la cuantía del 0.12% al 0.25% en WWM, la ganancia de resistencia (incremento del pico de V/W de 0.06 a 0.095) viene acompañada de una transición hacia un modo de falla marcadamente frágil, caracterizado por una pérdida súbita de capacidad de carga. Este comportamiento sugiere que el acero de alta resistencia y baja elongación (WWM) no permite una redistribución de esfuerzos eficiente en el rango plástico.

Figura 21*Curvas Pushover RB-L y WWM-L*

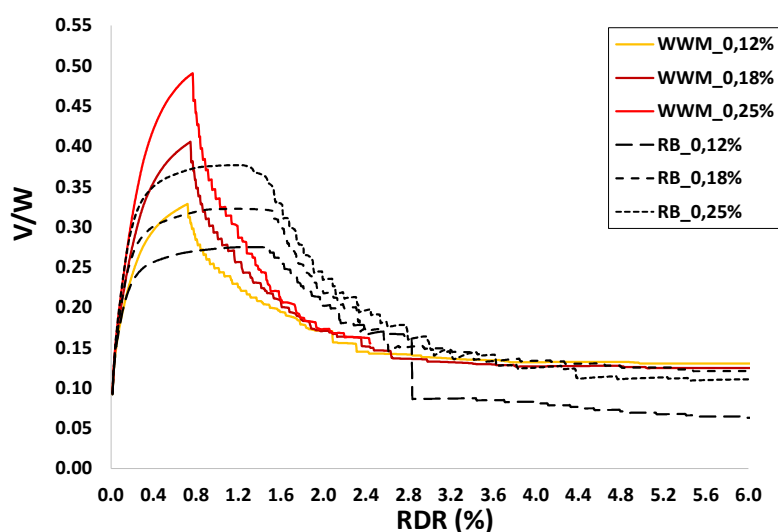
4.1.6. Curvas Pushover RB-T y WWM-T

En el sentido transversal (T), caracterizado por una mayor rigidez y resistencia (alcanzando coeficientes V/W cercanos a 0.50), la limitación de ductilidad de la WWM es crítica. A pesar de superar en resistencia pico a las RB en un 32% (para $\rho=0.25\%$), la WWM presenta un colapso de resistencia prematuro a derivas inferiores al 1.0%. El análisis extendido muestra que, pasados 2.0% de deriva, ambos sistemas convergen a una resistencia residual baja ($\sim 0.13 V/W$), pero las RB ofrecen una transición controlada hacia este estado, permitiendo disipar energía, mientras que la WWM colapsa casi instantáneamente. La Figura 22 demuestra que una vez superado el esfuerzo de fluencia en el sentido T, la contribución estructural de la WWM desaparece rápidamente. La curva desciende casi verticalmente, lo cual es indicativo de ruptura de refuerzo o falla por cortante sin confinamiento adecuado. Por el contrario, los muros con refuerzo RB logran mantener la plataforma de fluencia hasta derivas del 1.5%. Esta capacidad de deformación inelástica proporciona una reserva de ductilidad para cumplir con el

estado límite de Prevención de Colapso (CP), mitigando el riesgo de un colapso progresivo ante niveles de amenaza sísmica extremos, tales como el Sismo Máximo Considerado (MCE, $T_r = 2475$ años).

Figura 22

Curvas Pushover RB-T y WWM-T



4.2. Metodología y Definición de Estados de Daño (DS)

Para evaluar de manera integral la vulnerabilidad sísmica de la edificación, la presente investigación adoptó un enfoque de evaluación a dos niveles: un análisis del desempeño global del sistema estructural y un análisis de la respuesta local de sus elementos críticos (muros protagónicos). Los umbrales para definir los tres Estados de Daño (DS1, DS2 y DS3) no fueron asumidos de manera arbitraria, sino que se adoptaron a partir de literatura reciente y criterios de expertos calibrados para muros de concreto en Colombia.

4.2.1. Estados de Daño a Nivel Global (Edificación)

El desempeño del edificio en su conjunto se evaluó siguiendo los criterios metodológicos propuestos por Arroyo (2025). En este nivel macroscópico, la progresión del daño estructural se

cuantifica en función de la proporción del sistema de resistencia lateral que ha incurrido en el rango inelástico. Se establecieron los siguientes umbrales:

- DS1 (Fluencia), Se alcanza cuando el 10% de las mallas de refuerzo del edificio entran en fluencia, comprometiendo al menos uno de los muros protagónicos.
- DS2 (Daño Moderado): Definido por el inicio del 20% de endurecimiento por deformación en las mallas de refuerzo, afectando a un muro protagónico.
- DS3 (Daño Severo): Establecido cuando se alcanza un 30% de endurecimiento generalizado en las mallas, comprometiendo la capacidad de al menos dos muros protagónicos.

4.2.2. Estados de Daño a Nivel Local (Muros Protagónicos)

Para contrastar la vulnerabilidad global con el mecanismo de fallo de los elementos más rígidos, se definieron estados de daño locales basados en calibraciones experimentales y el criterio de Bonett (2025). A este nivel, el daño se controla estrictamente mediante las deformaciones unitarias máximas en las fibras de refuerzo. Para las mallas electrosoldadas (WWM), los límites adoptados fueron: $\epsilon_t > 0.0031$ para DS1; $\epsilon_c < -0.004$ y $\epsilon_t > 0.01$ para DS2; y $\epsilon_t > 0.015$ (fractura) para DS3.

4.2.3. Evaluación de Fragilidad – Muros con Malla Electrosoldada (WWM-L)

Se realizó la superposición de las curvas de fragilidad analíticas en dirección longitudinal (L) para muros reforzados con malla electrosoldada (WWM), considerando tres estados de daño (DS1, DS2 y DS3). Como se ilustra en la Figura 23, el sistema exhibe una clara estratificación de la vulnerabilidad sísmica en función de la cuantía de refuerzo (ρ), aunque este comportamiento difiere significativamente dependiendo del nivel de daño evaluado.

Para el estado de daño leve (DS1, líneas sólidas), el inicio del agrietamiento está gobernado predominantemente por la resistencia a tracción del concreto y las propiedades de la

sección bruta, más que por el acero. Esto se evidencia en la Tabla 10, donde las medianas de capacidad (θ) son prácticamente insensibles a la variación de la cuantía (fluctuando marginalmente entre 0.17g y 0.19g). En esta etapa, todas las curvas exhiben una baja dispersión ($\beta \leq 1.04$) y una alta pendiente inicial, indicando una rápida progresión hacia la probabilidad total de excedencia ante demandas sísmicas relativamente bajas.

En contraste, el aporte del refuerzo es evidente en el desempeño inelástico frente a estados de daño moderado (DS2, guiones) y severo (DS3, puntos). El incremento de la cuantía mínima ($\rho=0.12\%$, línea vino) a la máxima analizada ($\rho=0.25\%$, línea azul) genera un desplazamiento notable de las curvas hacia regiones de mayor seguridad espectral. En el caso del colapso incipiente (DS3), este incremento en la densidad de acero eleva la mediana de capacidad sísmica (θ) de manera sustancial, pasando de 3.38g a 4.71g. Esto demuestra que una mayor cuantía de acero de alta resistencia retrasa la degradación estructural y mantiene el sistema estabilizado ante mayores demandas de aceleración.

Figura 23

Curvas de fragilidad con mallas electrosoldadas (WWM-L)

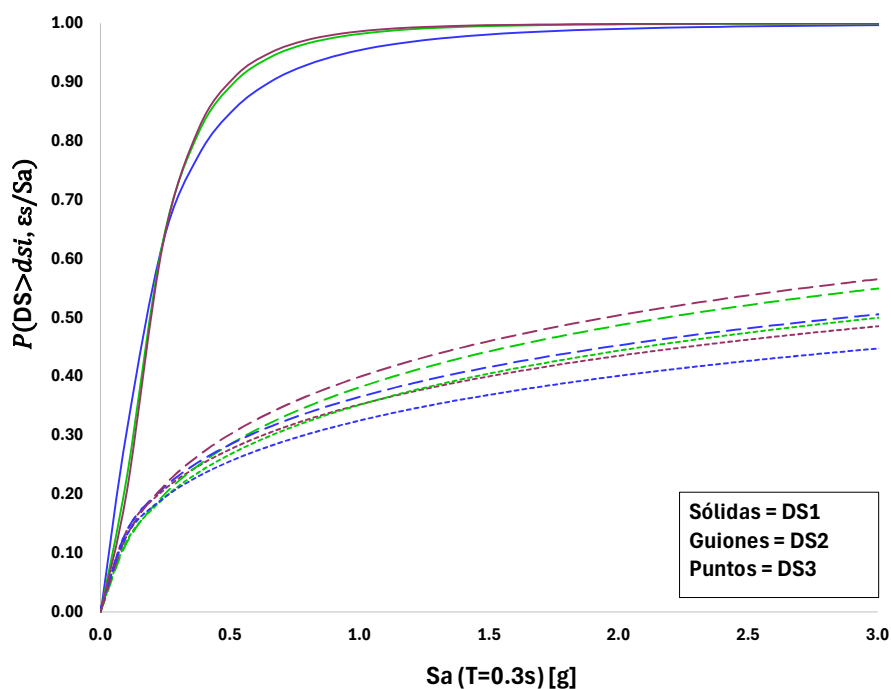


Tabla 10

Parámetros WWM-L

Cuantía	DS1 θ	DS1 β	DS2 θ	DS2 β	DS3 θ	DS3 β
0.12%	0.19	0.75	1.95	2.62	3.38	3.21
0.18%	0.18	0.80	2.17	2.58	3.01	2.89
0.25%	0.17	1.04	2.87	3.07	4.71	3.42

4.2.4. Evaluación de Fragilidad – Muros con Malla Electrosoldada (WWM-T)

La superposición de las curvas de fragilidad en el sentido transversal (T) revela un comportamiento sísmico distinto al observado en la dirección longitudinal. Como se aprecia en la Figura 24, la respuesta estructural en esta dirección está gobernada por una alta rigidez lateral

inicial inherente a la configuración geométrica del muro, seguida de una degradación de resistencia frágil y abrupta.

Al analizar el estado de daño leve (DS1, líneas sólidas), se evidencia un notable desplazamiento de las curvas hacia la derecha en comparación con el sentido L, retrasando la probabilidad de agrietamiento. Según la Tabla 11, las medianas de capacidad (θ) para DS1 oscilan entre 0.58g y 0.68g, con valores de dispersión sumamente bajos ($\beta = 0.28$). Esto indica que, en el régimen elástico, la inercia bruta de la sección transversal controla la respuesta, haciendo que el muro resista altas demandas de aceleración antes de fisurarse, con una certidumbre casi absoluta (baja dispersión) sobre el umbral de daño inicial.

No obstante, al evaluar el impacto de la cuantía de refuerzo (ρ) en los estados de daño moderado (DS2) y severo (DS3), las curvas se mantienen estrechamente agrupadas. Mientras que en el sentido L el incremento de la cuantía de 0.12% a 0.25% lograba elevar la mediana de colapso de 3.38g a 4.71g, en el sentido T este mismo incremento apenas eleva la mediana de capacidad de 2.10g a 2.38g. Esto demuestra que la contribución adicional del acero trefilado en el alma tiene un impacto marginal en el retraso del daño global, ya que la falla no es controlada por la fluencia progresiva del acero, sino por la macro-respuesta geométrica de la sección.

El aspecto más crítico del desempeño en la dirección T es la pronunciada pendiente de las curvas en sus estados inelásticos, matemáticamente reflejada en valores de dispersión (β) marcadamente bajos (rondando entre 0.53 y 0.67 para DS3). Esta morfología de alta certidumbre de falla corrobora los resultados del análisis estático no lineal (Pushover): una vez superada la resistencia máxima, el sistema experimenta una pérdida súbita de capacidad portante. Al tratarse de muros de concreto de espesor reducido, desprovistos de elementos de borde confinados, la sección carece de los mecanismos necesarios para desarrollar deformaciones inelásticas estables.

En consecuencia, la limitada ductilidad intrínseca de la malla electrosoldada no logra disipar la energía sísmica, desencadenando una falla repentina y frágil ante incrementos mínimos en la demanda espectral.

Figura 24

Curvas de fragilidad con mallas electrosoldadas (WWM-T)

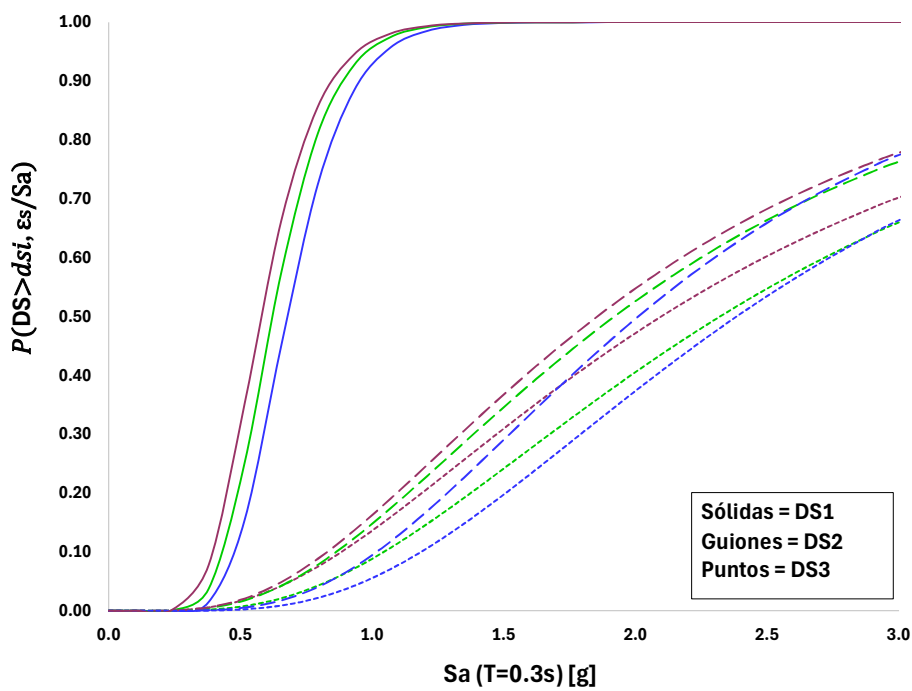


Tabla 11

Parámetros WWM-T

Cuantía	DS1 θ	DS1 β	DS2 θ	DS2 β	DS3 θ	DS3 β
0.12%	0.58	0.30	1.86	0.63	2.10	0.67
0.18%	0.62	0.28	1.92	0.62	2.32	0.62
0.25%	0.68	0.27	2.01	0.53	2.38	0.54

4.2.5. Evaluación de Fragilidad – Muros con Barras de Refuerzo (RB-L)

La Figura 25 presenta las funciones de fragilidad para los muros reforzados con barras corrugadas convencionales (RB). A diferencia de los casos analizados anteriormente para la malla electrosoldada, las curvas correspondientes al sistema RB-L exhiben una pendiente de crecimiento más moderada, lo cual es indicativo de un comportamiento estructural más estable. Para el estado de daño más severo (banda inferior de curvas), la probabilidad de excedencia a una intensidad de $S_a=1.0[g]$ se mantiene por debajo del 35% para todas las cuantías. Esto sugiere que la capacidad de deformación inelástica propia de las barras de refuerzo (evidenciada en las plataformas de fluencia de los análisis Pushover) contribuye eficazmente a reducir la probabilidad de colapso, incluso bajo demandas sísmicas moderadas.

Figura 25

Curvas de fragilidad con barras de refuerzo (RB-L)

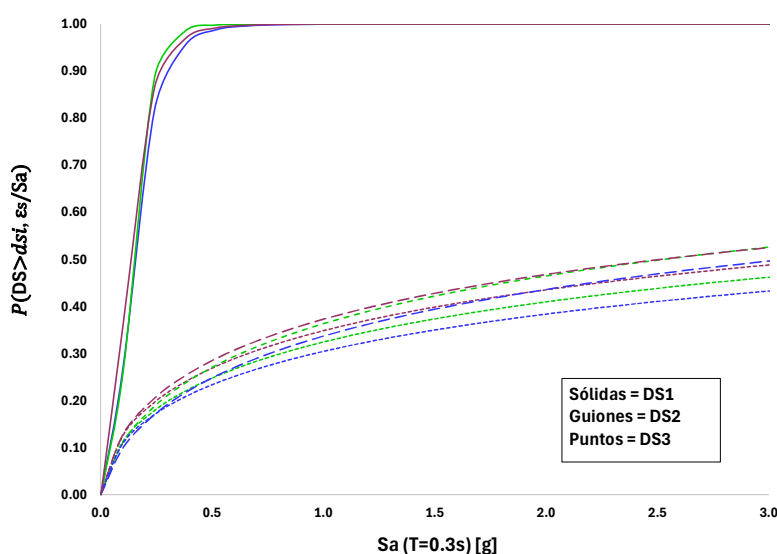


Tabla 12

Parámetros RB-L

Cuantía	DS1 θ	DS1 β	DS2 θ	DS2 β	DS3 θ	DS3 β
0.12%	0.13	0.59	2.51	2.84	3.28	3.06

0.18%	0.14	0.47	2.52	2.65	4.01	3.05
0.25%	0.14	0.57	3.07	2.67	5.17	3.21

4.2.6. Evaluación de Fragilidad – Muros con Barras de Refuerzo (RB-T)

En el sentido transversal se realiza la superposición de las curvas de fragilidad de los tres estados de daño mencionados y se observa que las curvas están desplazadas a la derecha con respecto al sentido de análisis longitudinal, evidenciando una disminución de la vulnerabilidad en esta dirección y mostrando que para una misma Medida de Intensidad (S_a) la probabilidad de excedencia disminuye a medida que se incrementa la cuantía de refuerzo.

Figura 26

Curvas de fragilidad con barras de refuerzo (RB-T)

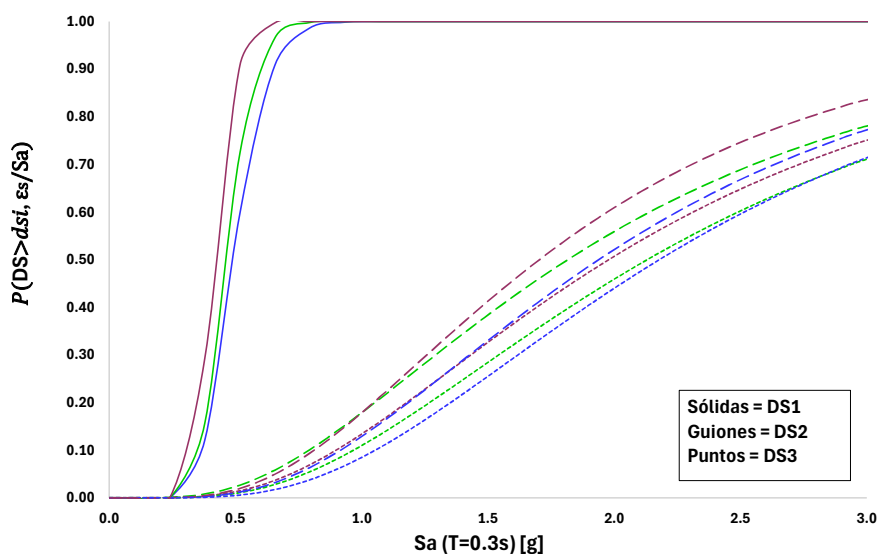


Tabla 13

Parámetros RB-T

Cuantía	DS1 θ	DS1 β	DS2 θ	DS2 β	DS3 θ	DS3 β
0.12%	0.41	0.17	1.70	0.58	1.98	0.62

0.18%	0.46	0.19	1.82	0.65	2.13	0.62
0.25%	0.49	0.22	1.94	0.58	2.18	0.57

4.3. Curvas de Fragilidad de la edificación Vs Muros Protagónicos

De acuerdo con los resultados de ensayos experimentales y basándose en el criterio de expertos (Bonett, 2025), se establecieron tres estados de daño (DS) para cada muro crítico en cada dirección de análisis. Para los muros reforzados con mallas electrosoldadas, los umbrales de deformación unitaria se definieron de la siguiente manera i) DS1: deformación máxima a tensión $\epsilon_t > 0.0031$, ii) DS2: deformación máxima a compresión $\epsilon_c < -0.004$ y $\epsilon_t > 0.01$, y iii) DS3: máxima tensión > 0.015 . De igual manera, para las barras de refuerzo convencional se definieron los siguientes estados de daño: i) DS1: Máxima tensión > 0.0021 , ii) DS2: Máxima compresión < -0.006 y máxima tensión > 0.015 , y iii) DS3: $\epsilon_t > 0.03$.

A continuación, se presentan las curvas de fragilidad globales de la edificación contrastadas con las curvas de los muros protagónicos, categorizadas por cuantía, tipo de refuerzo y dirección de análisis.

4.3.1. Malla electrosoldada $\rho=0.12\%$ (WWM-L)

En la Figura 27 se observa que el primer estado de daño (DS1) para todos los pares de muros protagónicos alcanza una probabilidad de excedencia en el rango de $P \approx 0.75-0.90$ para una aceleración espectral $S_a=0.5[g]$. Esto indica una alta vulnerabilidad local a bajas aceleraciones. Para la edificación, el estado DS1 (100% Fluencia, 100% Muros) evaluado al mismo nivel de amenaza ($S_a=0.5[g]$) la probabilidad de excedencia es menor ($P \approx 0.42$), evidenciando una mayor robustez global.

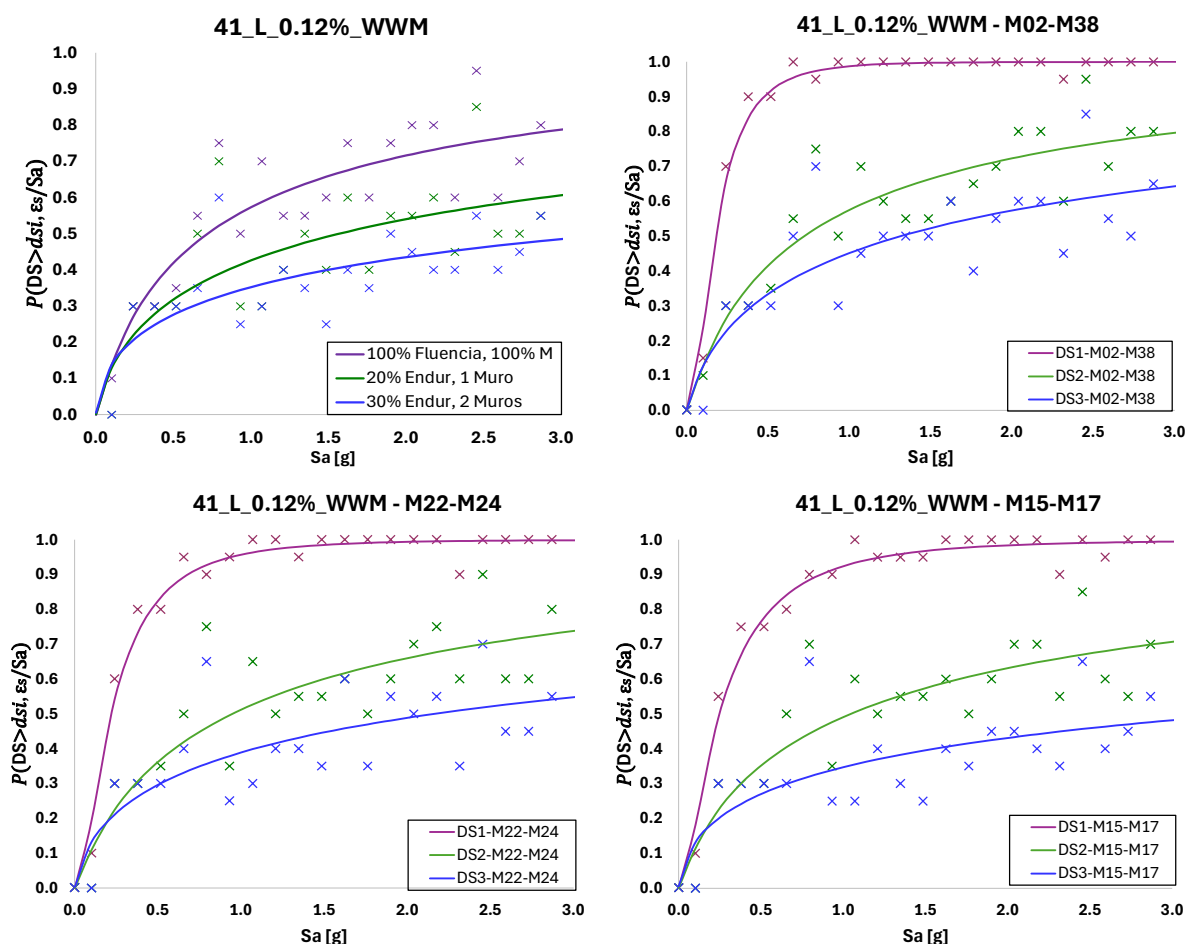
Las probabilidades de excedencia de los DS1 definidos para los Muros Protagónicos son

mayores que los planteados para la edificación. El par de muros protagónicos más vulnerable en todos los DS es el M02-M38 ya que corresponden a los elementos que absorben el mayor cortante basal en esta dirección.

De este comportamiento se concluye que el sistema experimenta daños locales severos antes de que se desarrolle la fluencia global generalizada en la edificación.

Figura 27

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.12\%$ (WWM-L)



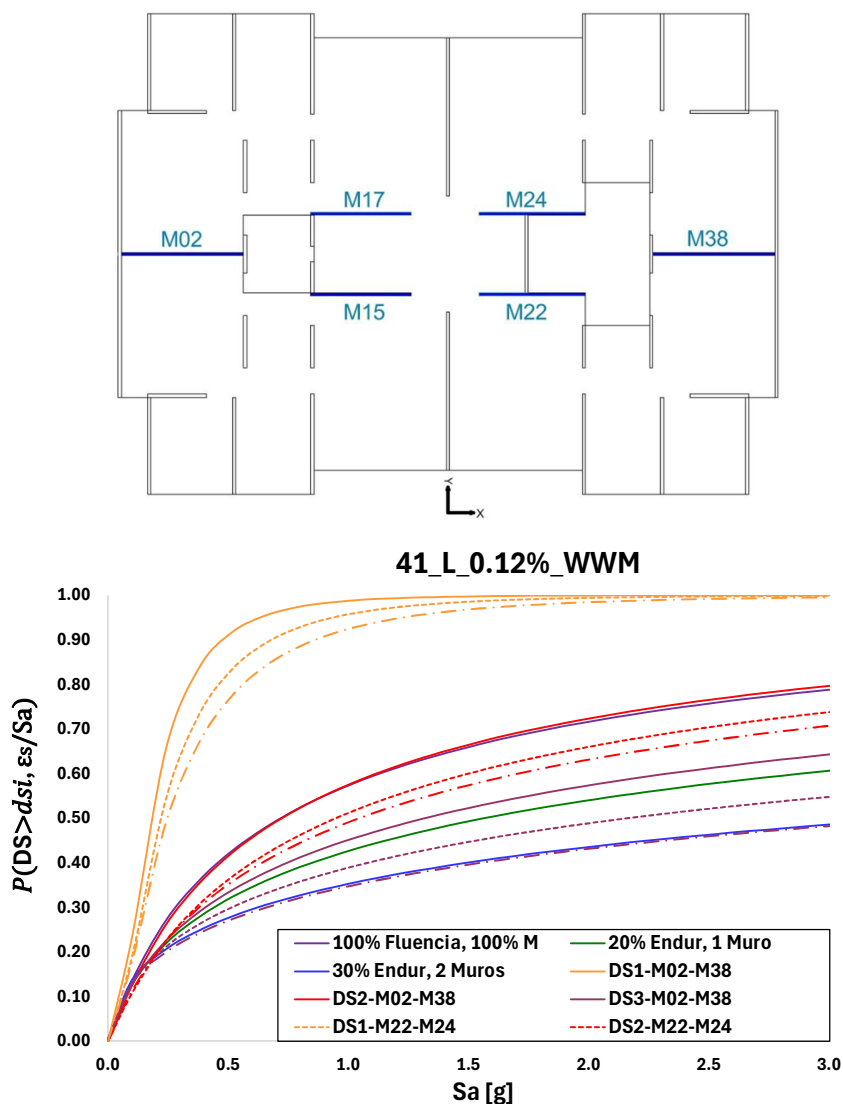


Tabla 14

Muros críticos $\rho=0.12\%$ (WWM-L)

Nivel Desempeño	Sa (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.18	0.77	M02–M38	Rápida incursión en el estado de fisuración.
Daño moderado (LS)	0.72	1.72	M02–M38	Gobierna la fluencia y el daño moderado
Daño alto (CP)	1.32	2.25	M02–M38	Elemento crítico para la

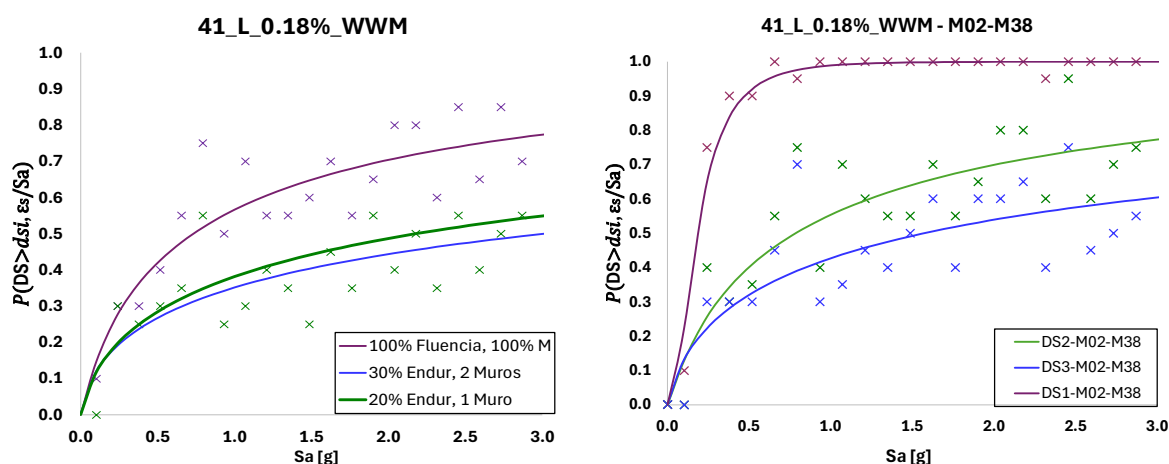
prevención del colapso local.

4.3.2. Malla electrosoldada $\rho=0.18\%$ (WWM-L)

Se nota un comportamiento similar a la cuantía de 0.12%, sin embargo, se observa un desplazamiento a la derecha de todas las fragilidades. El par de muros M02-M38 se conservan como muros más vulnerables en todos los DS. Sigue siendo más probable activar daño local que alcanzar fluencia global del 100% de muros para un mismo Sa; sin embargo, la brecha se reduce. El salto de 0.12 % a 0.18 % reduce el riesgo de daño moderado y alto en el par crítico y abre margen antes de eventos globales del edificio.

Figura 28

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.18\%$ (WWM-L)



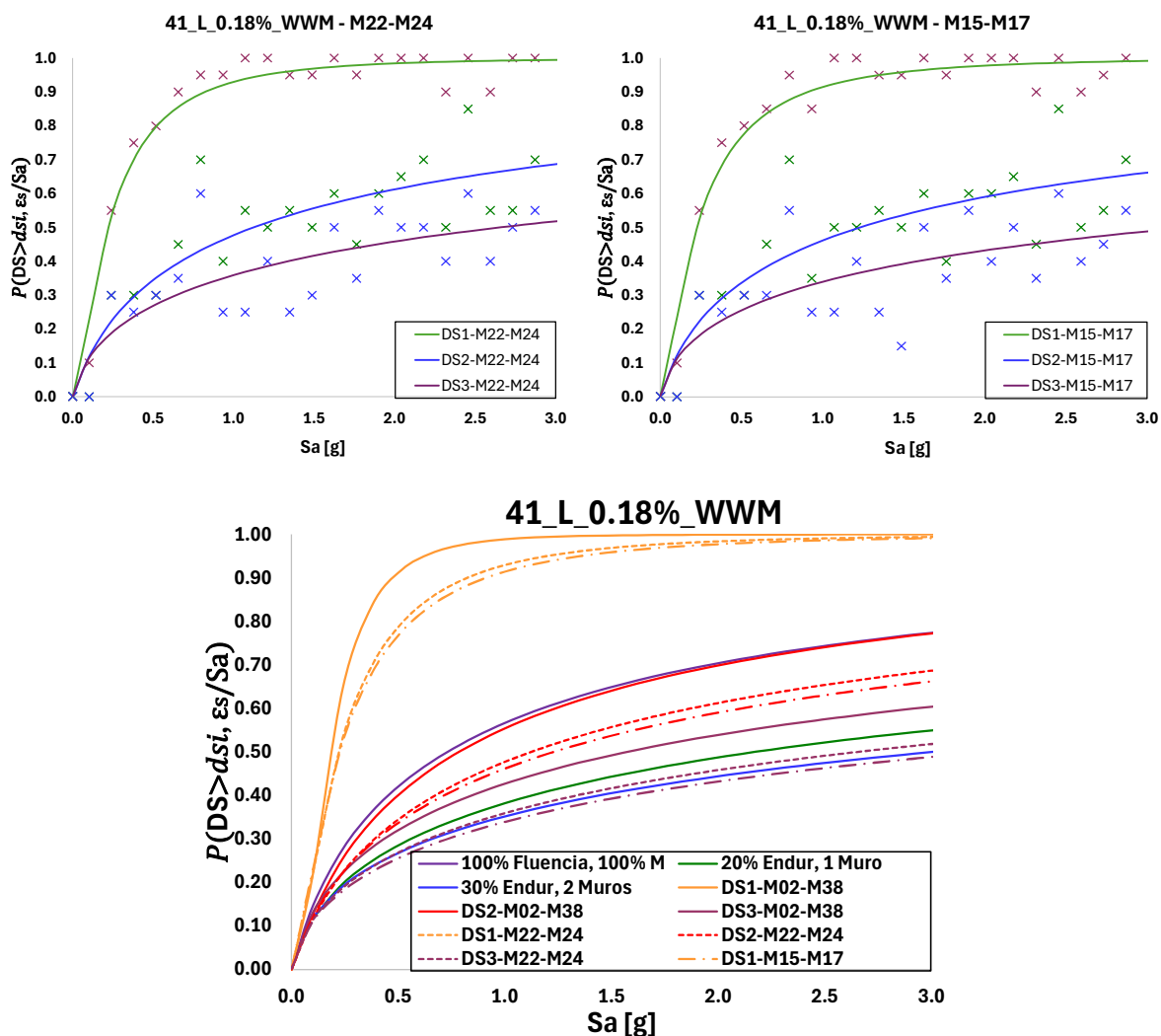


Tabla 15

Muros críticos $\rho=0.18\%$ (WWM-L)..

Nivel Desempeño	Sa (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.18	0.75	M02–M38	Rápida incursión en el estado de fisuración.
Daño moderado (LS)	0.79	1.79	M02–M38	Gobierna daño moderado
Daño alto (CP)	1.57	2.45	M02–M38	Gobierna daño severo local

4.3.3. Malla electrosoldada $\rho=0.25\%$ (WWM-L)

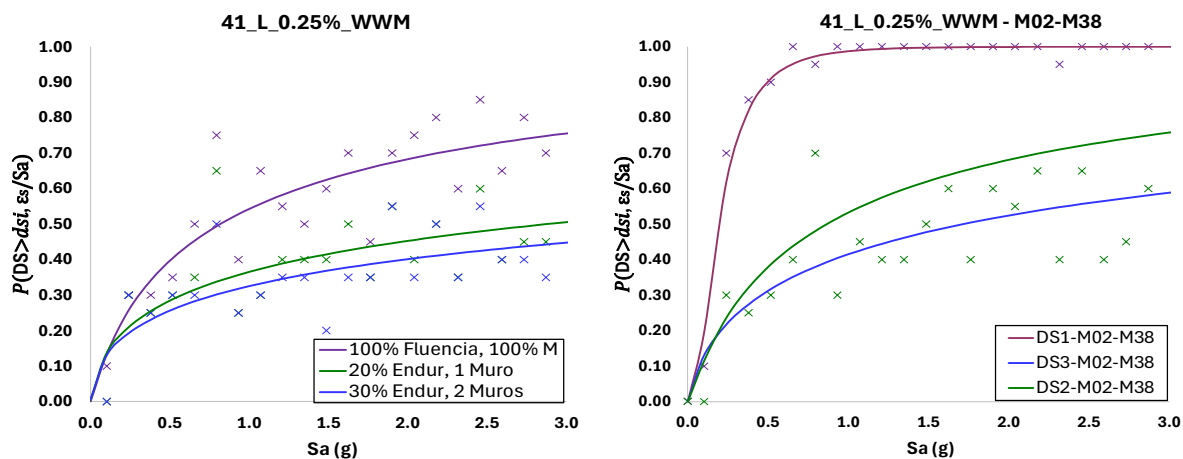
Para esta cuantía de refuerzo se observa un desplazamiento a la derecha de casi todas las curvas respecto a 0.18%, esto indica menor probabilidad de excedencia para un mismo Sa. El par M02-M38 sigue siendo el más vulnerable. Persisten los gatillos locales.

Esta cuantía ofrece mejor robustez global, reduce la Probabilidad de excedencia de DS2–DS3 y hace más probable la plastificación distribuida que la concentración del daño en 1–2 muros.

Para la edificación, al igual que con cuantías 0.12% y 0.18%, en sentido Longitudinal el comportamiento es distribuido, la mediana de 100% en fluencia para todos los muros es menor que la de 20% endurecimiento para 1 muro (es más fácil que plastifiquen muchos muros a que un solo muro llegue pronto a daño fuerte).

Figura 29

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.25\%$ (WWM-L)



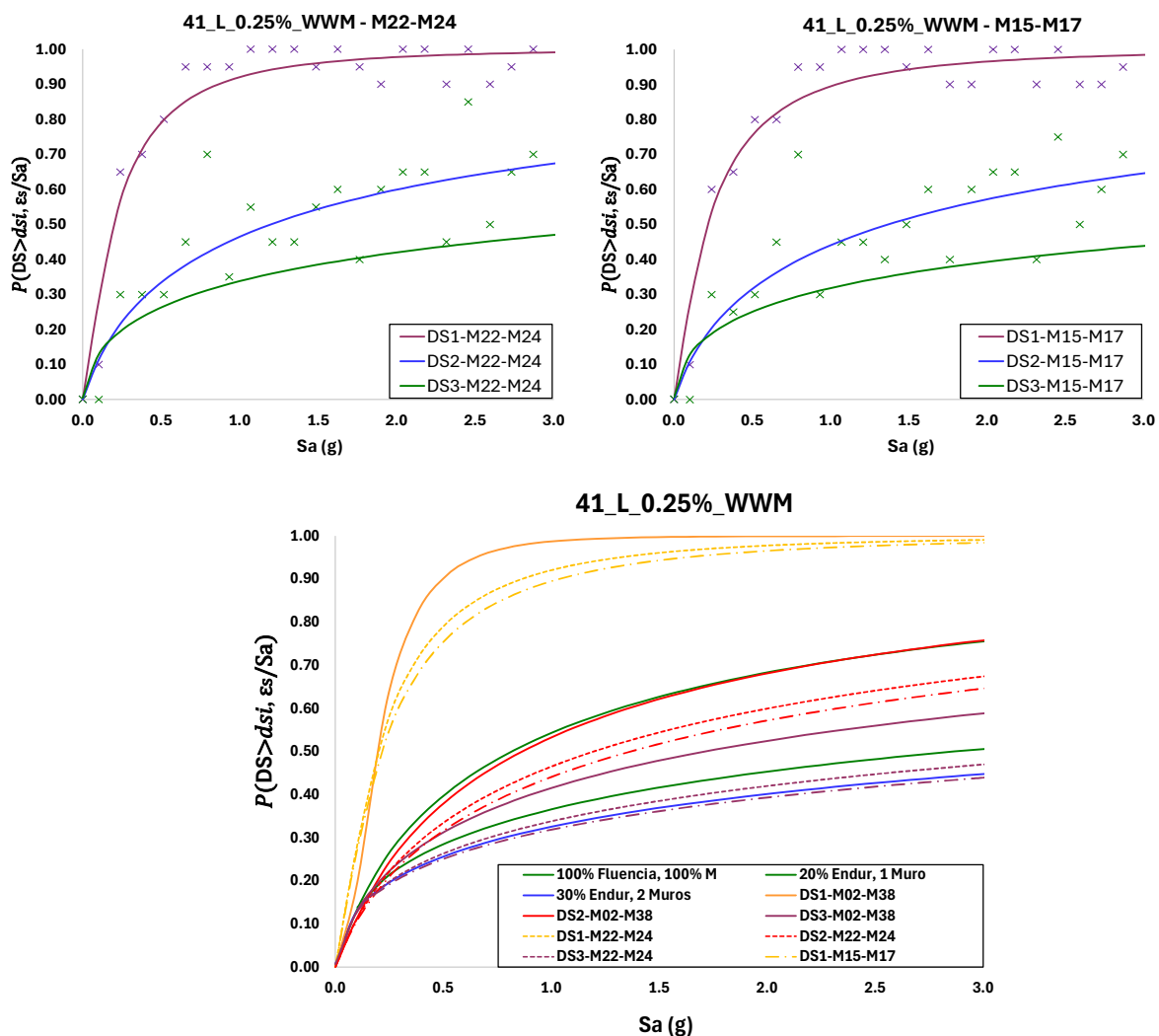


Tabla 16

Muros críticos $\rho=0.25\%$ (WWM-L).

Nivel Desempeño	Sa (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.19	0.74	M02–M38	Rápida incursión en el estado de fisuración.
Daño moderado (LS)	0.87	1.78	M02–M38	Gobierna daño moderado
Daño alto (CP)	1.71	2.51	M02–M38	Gobierna daño severo local

4.3.4. Malla electrosoldada $\rho=0.12\%$ (WWM-T)

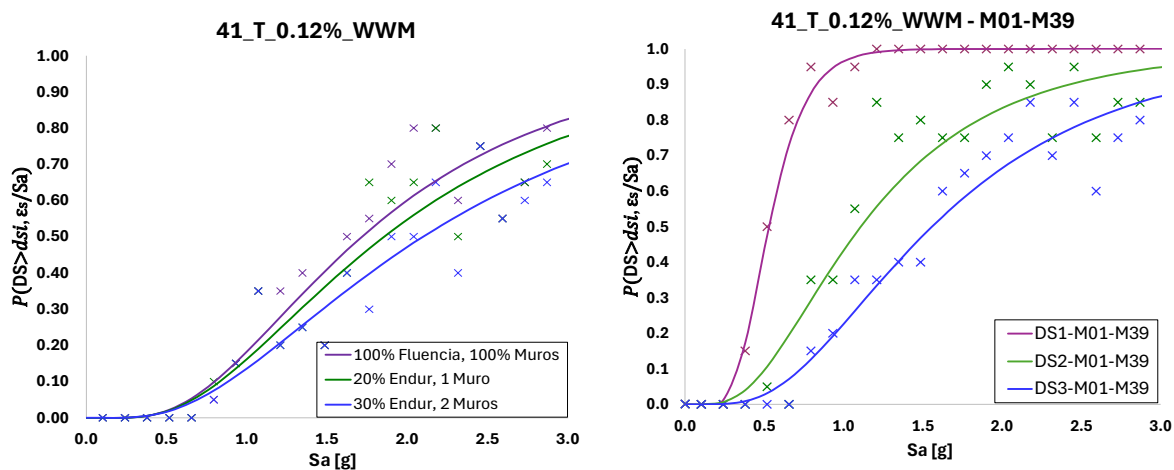
En casi todo el rango, 20% endurecimiento y 1 muro, queda por encima de 100% en fluencia, de tal manera que a igual S_a , es más probable el daño local que la plastificación global.

DS2:M01–M39 queda a la izquierda de 30% endurecimiento y 2 muros, y cercano a 100% en fluencia para $P \approx 0.5-0.7$, antes de que plastifique “todo”, ese par ya entra a daño moderado.

Al observar el comportamiento de los muros transversales M20-M21, sus curvas de fragilidad presentan medianas de capacidad mayores, ubicándose más hacia la derecha en la gráfica. Esto demuestra que, si bien estos elementos contribuyen a la rigidez y resistencia transversal del edificio, no son los elementos que 'gatillan' o desencadenan los primeros estados de daño.

Figura 30

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.12\%$ (WWM-T)



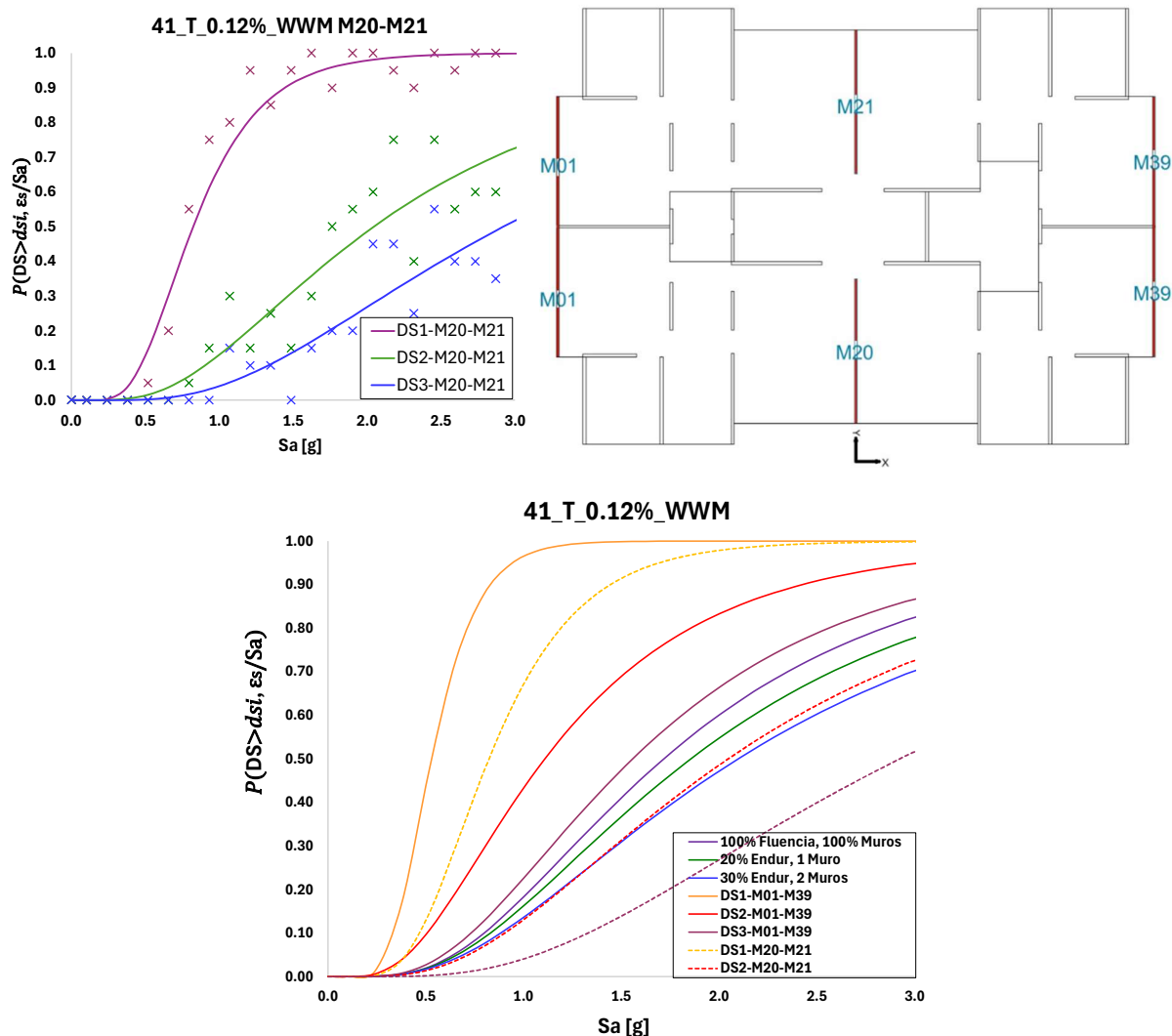


Tabla 17

Muros críticos - $\rho=0.12\%$ (WWM-T)

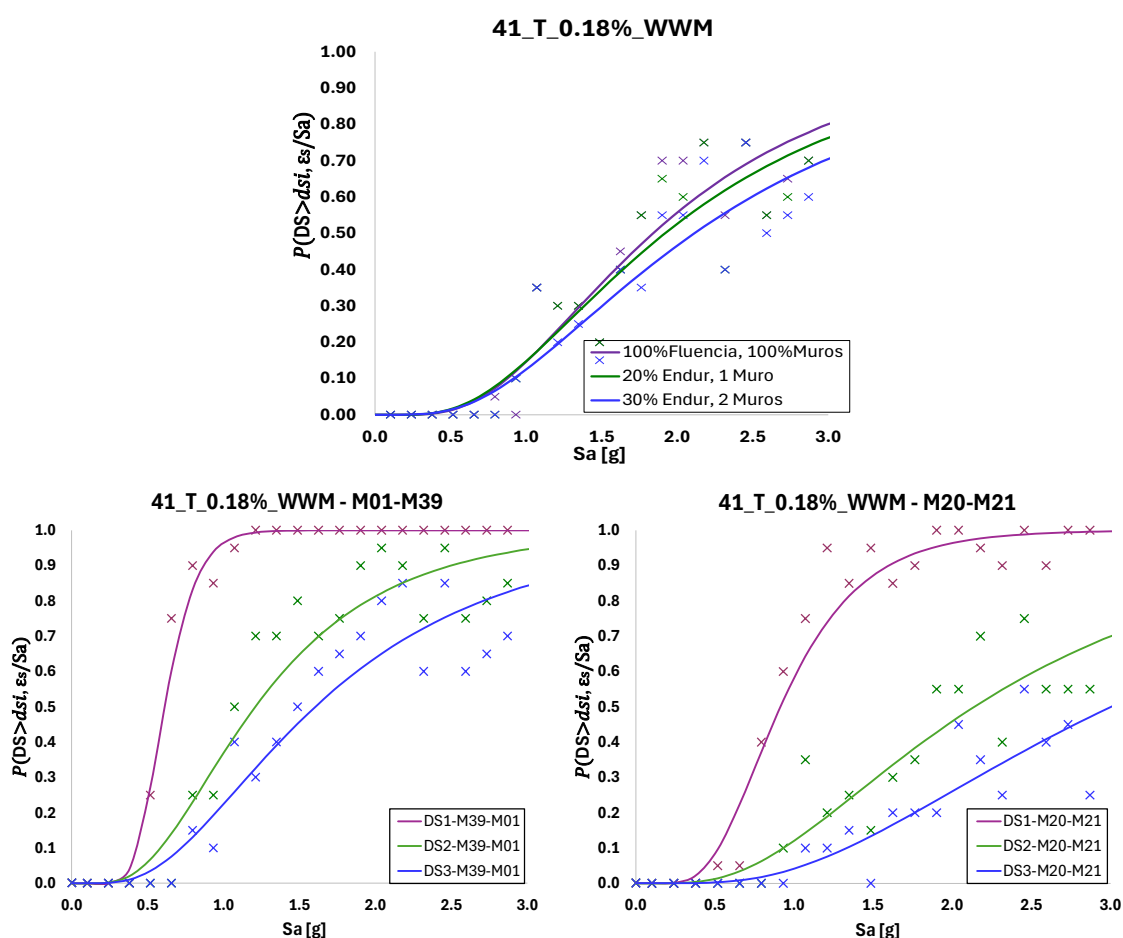
Nivel Desempeño	S_a (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.53	0.35	M01–M39	Inicio de fisuración en el concreto.
Daño moderado (LS)	1.11	0.61	M01–M39	Incursión inelástica y fluencia de la malla.
Daño alto (CP)	1.56	0.60	M01–M39	Falla inminente por concentración de daño

4.3.5. Malla electrosoldada $\rho=0.18\%$ (WWM-T)

Para la edificación, la curva 20% endurecimiento y 1 muro permanece por encima de la 100% fluencia, daño local prematuro sigue dominando sobre el mecanismo global. Asimismo, el estado correspondiente al endurecimiento del 30% en dos muros exige aceleraciones aún mayores.

Figura 31

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.18\%$ (WWM-T)



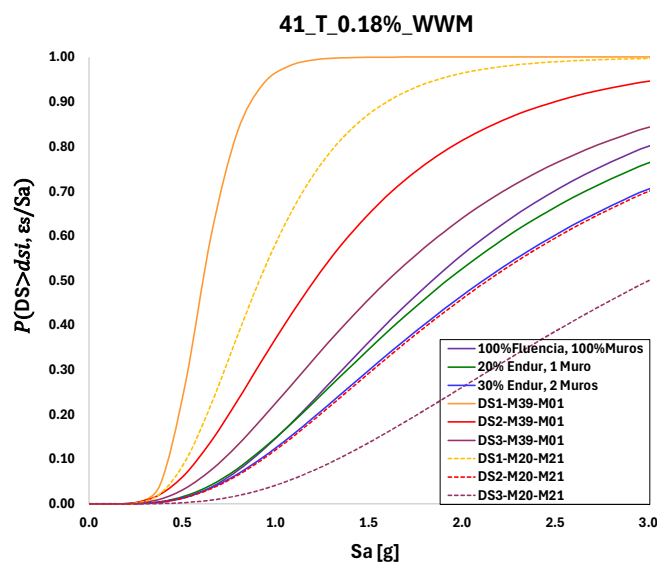


Tabla 18

Muros críticos- $\rho=0.18\%$ (WWM-T)

Nivel Desempeño	Sa (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.61	0.27	M01–M39	Inicio de fisuración en el concreto.
Daño moderado (LS)	1.21	0.57	M01–M39	Incursión inelástica y fluencia de la malla.
Daño alto (CP)	1.60	0.62	M01–M39	Falla inminente por concentración de daño local.

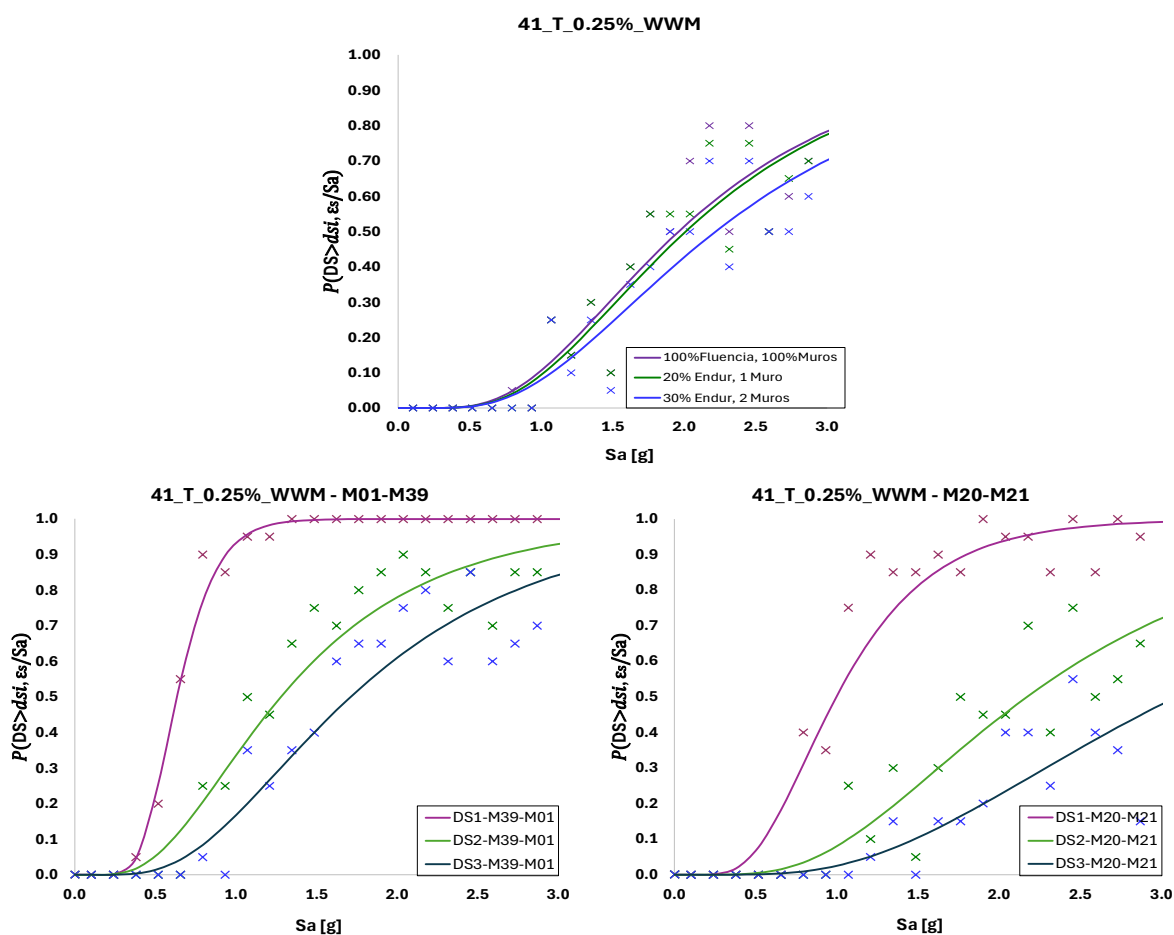
4.3.6. Malla electrosoldada $\rho=0.25\%$ (WWM-T)

Se observa que la falla local por concentración de daño en los muros críticos sigue rigiendo el comportamiento estructural sobre los mecanismos globales de disipación de energía. La capacidad del sistema para alcanzar el estado de 30% de endurecimiento en dos muros requiere demandas espectrales mayores.

Al comparar estos resultados con la cuantía del 0.18%, se evidencia un incremento en la mediana de capacidad para todas las curvas de fragilidad. Este aumento en la resistencia post-fisuración indica que, ante una misma intensidad sísmica, la probabilidad de exceder los estados de daño moderado (DS2) y severo (DS3), así como de alcanzar los umbrales de fluencia global, disminuye. En consecuencia, el incremento al 0.25% de refuerzo otorga a la edificación un mayor margen de seguridad frente a mecanismos sistémicos, aunque no logra evitar que el eje M01-M39 controle el desempeño límite.

Figura 32

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.25\%$ (WWM-T)



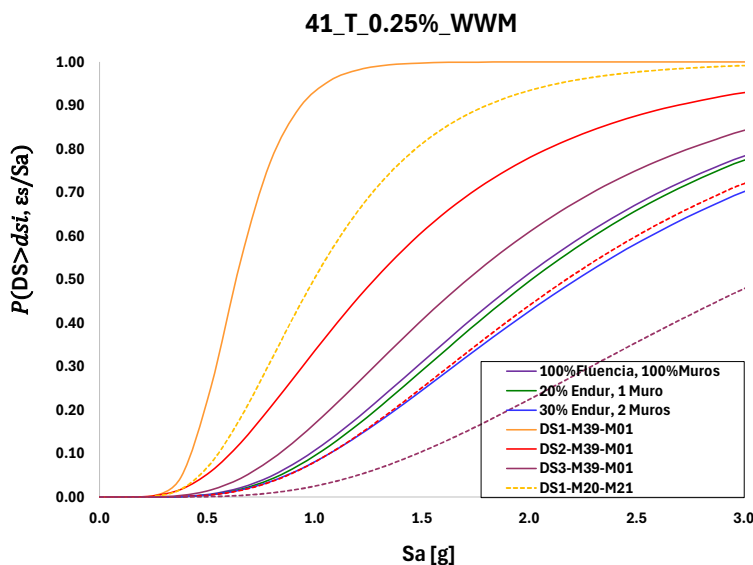


Tabla 19

Muros críticos - $\rho=0.25\%$ (WWM-T)

Nivel Desempeño	S_a (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.64	0.31	M01–M39	Inicio de fisuración por tensión
Daño moderado (LS)	1.28	0.58	M01–M39	Gobierna daño moderado
Daño alto (CP)	1.71	0.56	M01–M39	Gobierna daño severo

4.3.7. Barras de refuerzo $\rho=0.12\%$ (RB-L)

El análisis del comportamiento longitudinal con barras de refuerzo convencionales revela un cambio en los mecanismos de falla. La curva global correspondiente al 100% de fluencia en todos los muros se posiciona como el límite de daño más temprano, exhibiendo altas probabilidades de excedencia desde intensidades bajas (S_a), seguida por el escenario del 20% de endurecimiento en un muro y el 30% en dos muros.

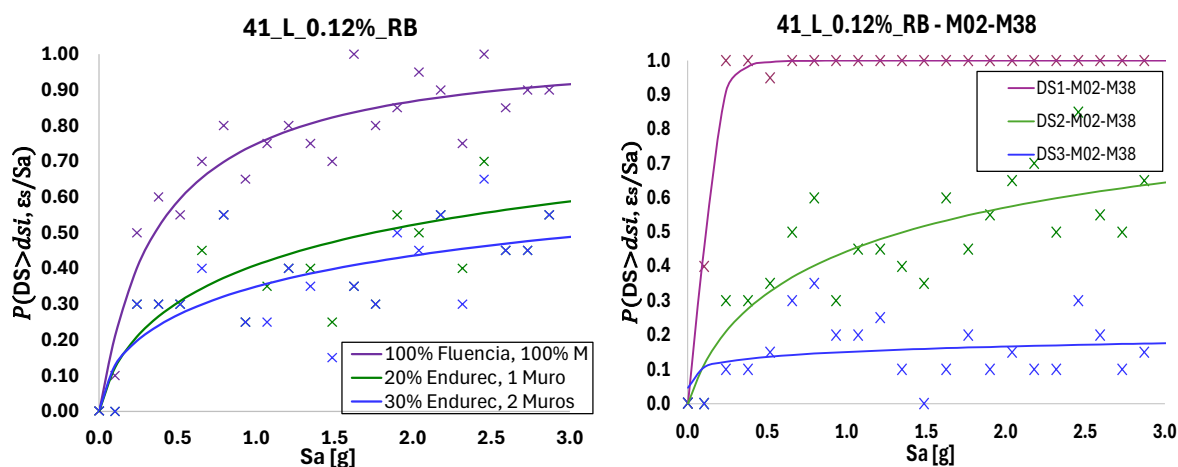
Al desagregar el comportamiento local por pares de muros protagonistas (M02–M38,

M15–M17, M22–M24), se constata que M02–M38 rige la respuesta inicial. Su estado de fisuración (DS1) se activa de forma casi inmediata (alcanzando probabilidades cercanas a 1.0 para aceleraciones de 0.4g - 0.6g), mientras que el daño moderado o incursión inelástica (DS2) presenta un crecimiento paulatino y sostenido a lo largo del incremento de la demanda espectral.

El hallazgo más relevante para este tipo de refuerzo se presenta en el estado de daño severo (DS3). A diferencia de lo observado con el refuerzo electrosoldado, la probabilidad de excedencia de DS3 para todos los pares de muros se mantiene en niveles marginales (inferiores al 20%) incluso ante aceleraciones extremas cercanas a los 3.0g. En el ajuste estadístico, esto genera valores de theta (θ) matemáticamente asintóticos; sin embargo, esto indica que la alta ductilidad del acero corrugado permite al sistema acumular un nivel considerable de daño leve a moderado sin llegar a desarrollar una falla local concentrada o colapso del elemento en el rango de análisis evaluado.

Figura 33

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.12\%$ (RB-L)



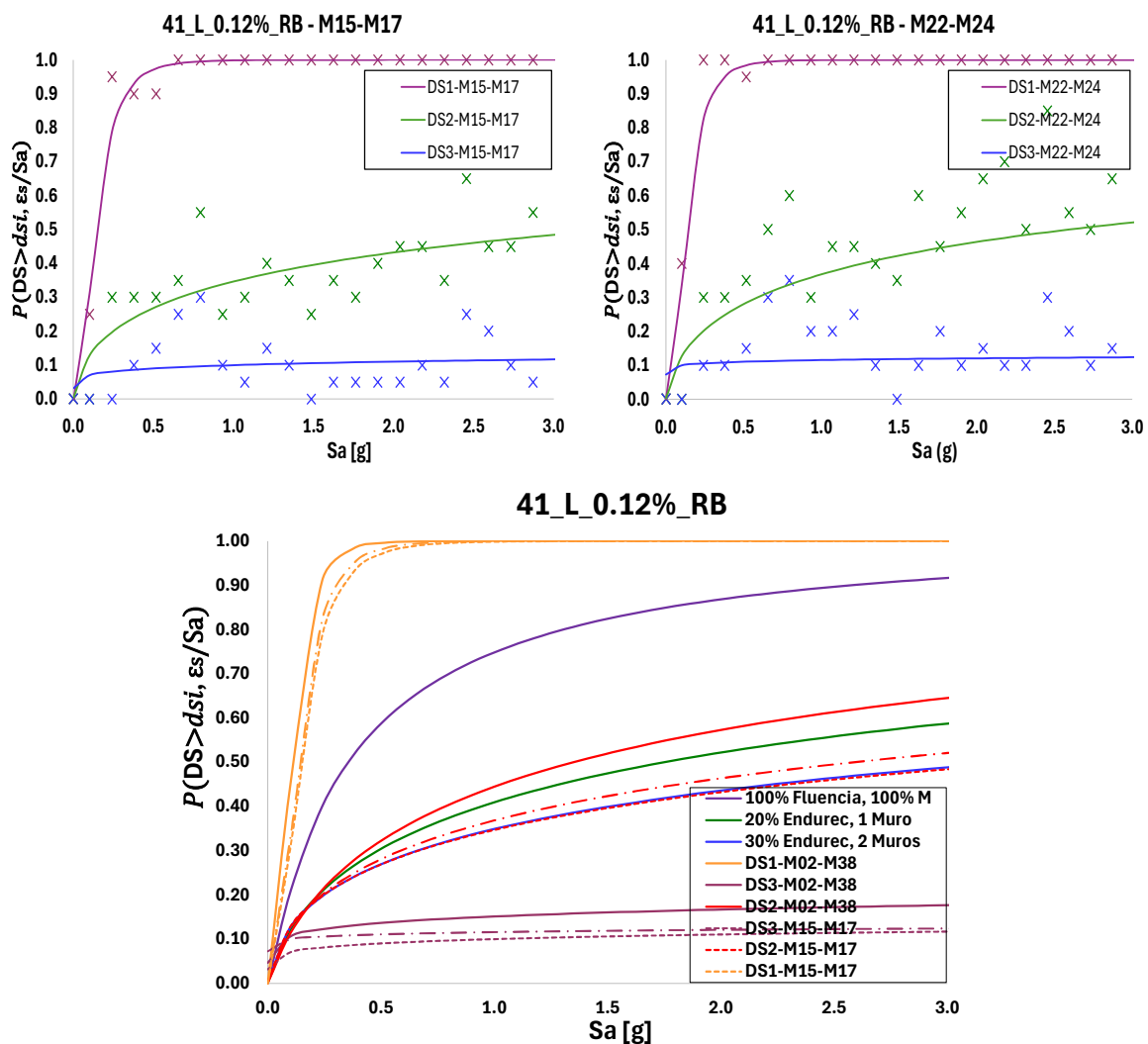


Tabla 20

Muros críticos $\rho=0.12\%$ (RB-L).

Nivel Desempeño	Sa (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.11	0.59	M02–M38	Fisuración inicial temprana en la base del muro
Daño moderado (LS)	1.35	2.15	M02–M38	Gobierna daño moderado
Daño alto (CP)	>3.0	-	M02–M38	No se alcanza el estado límite

Nota. El estado de daño DS3 no fue alcanzado por la mayoría de los registros dentro del rango de aceleraciones evaluado, por lo que el ajuste lognormal no converge a un valor físicamente

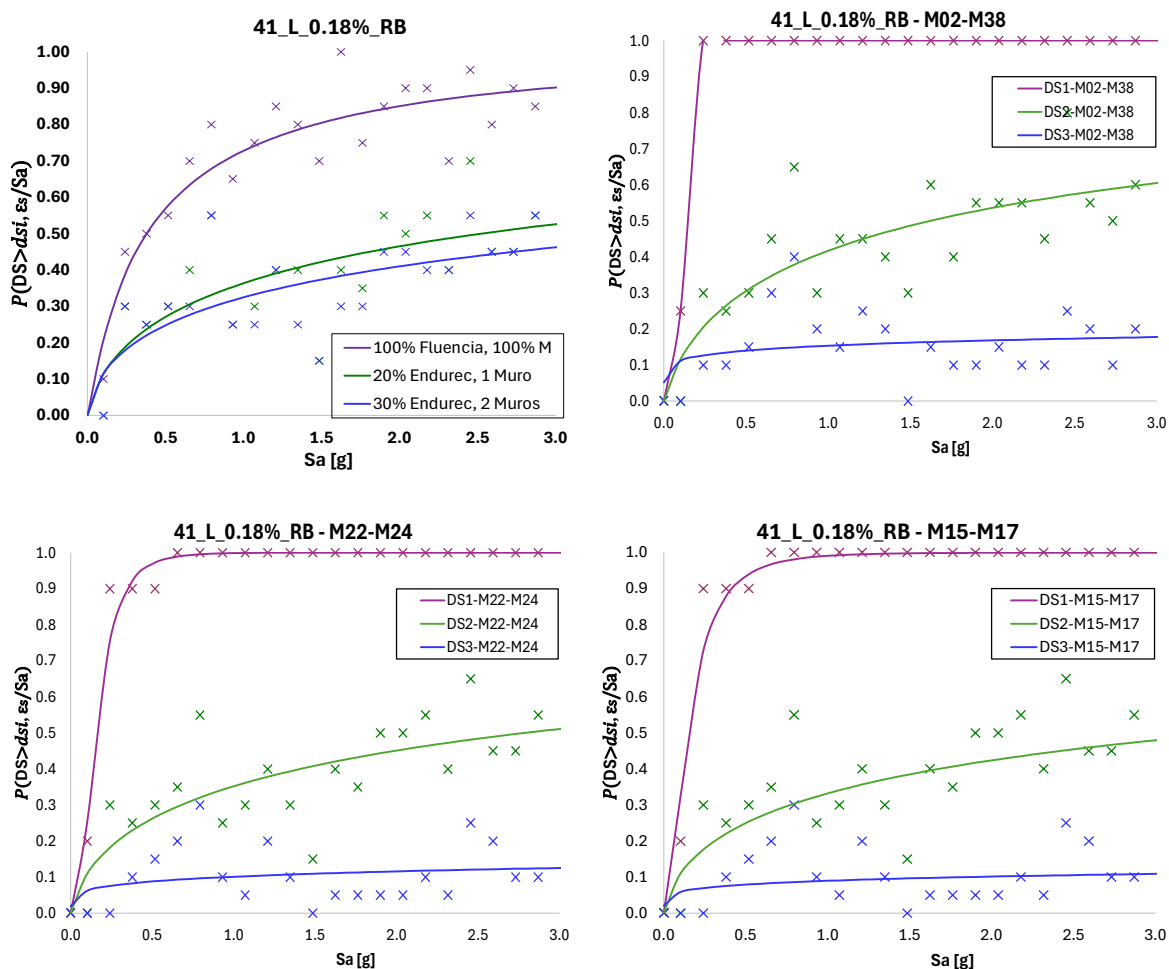
representativo.

4.3.8. Barras de refuerzo $\rho=0.18\%$ (RB-L)

Se observa que la curva 100% Fluencia, 100% muros (morado) se ubica por encima de 20% Endurecimiento y 1 muro en DS1 (verde) y 30% Endurecimiento y 2 muros en DS2 (azul). Esto confirma que, a esta cuantía, la respuesta inicial del sistema sigue gobernada por la activación prematura de daño leve en elementos específicos. Se evidencia que el par M02–M38 gobierna la respuesta temprana.

Figura 34

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.18\%$ (RB-L)



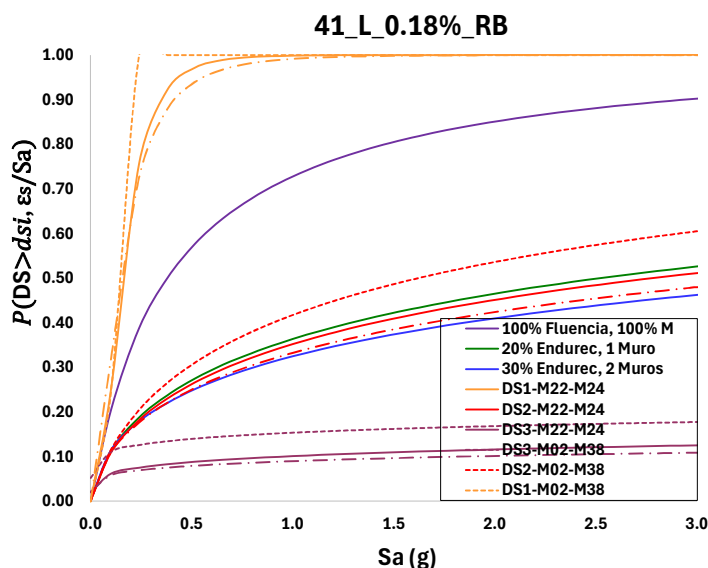


Tabla 14

Muros críticos $\rho=0.18\%$ (RB-L)

Nivel Desempeño	Sa (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.11	0.11	M02–M38	Fisuración inicial temprana en el concreto
Daño moderado (LS)	1.62	2.31	M02–M38	Incursión inelástica profunda del refuerzo longitudinal
Daño alto (CP)	>3.0	(-)		No se alcanza el estado límite

4.3.9. Barras de refuerzo $\rho=0.25\%$ (RB-L)

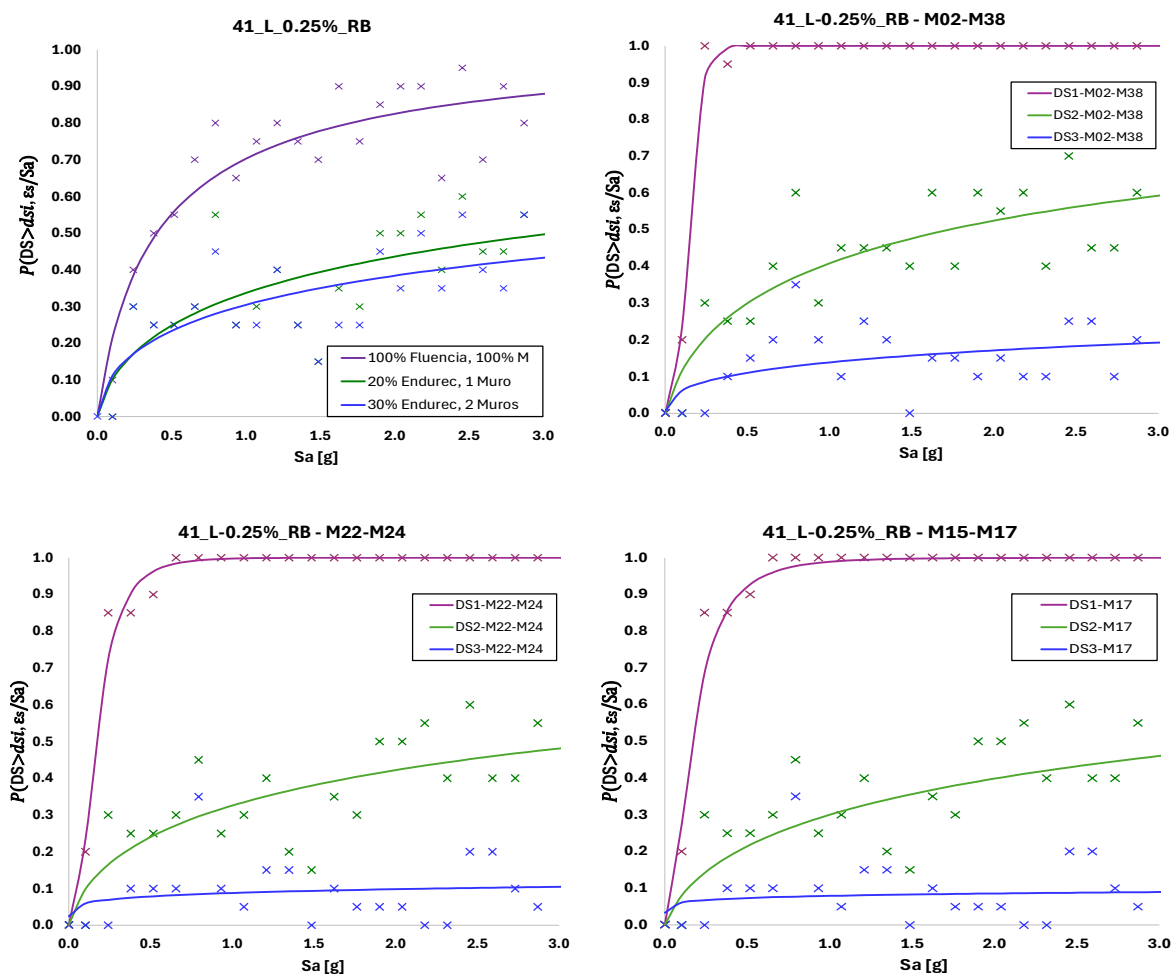
La curva correspondiente a la fluencia del 100% de los muros antecede sistemáticamente a los umbrales de endurecimiento localizados. En comparación con la cuantía del 0.18%, se registra un incremento generalizado en la mediana de capacidad resistente de la estructura, lo que se traduce en una reducción de la probabilidad de excedencia de daño ante una misma demanda sísmica.

A nivel de elementos, se confirma que el eje M02-M38 continúa rigiendo la respuesta

temprana e inelástica del sistema. Su estado de fisuración (DS1) se activa a intensidades bajas ($\theta=0.14$), mientras que el inicio del daño moderado (DS2) desplaza su mediana a 1.73[g]. De manera consistente con las propiedades de elongación del acero corrugado, la probabilidad de alcanzar un estado de daño severo (DS3) permanece marginal para todos los ejes estructurales. Esto ratifica que, bajo esta configuración y dentro del rango de aceleraciones evaluado, los mecanismos de colapso local no gobiernan el desempeño de la edificación, predominando una respuesta dúctil con alta acumulación de daño moderado.

Figura 35

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.25\%$ (RB-L)



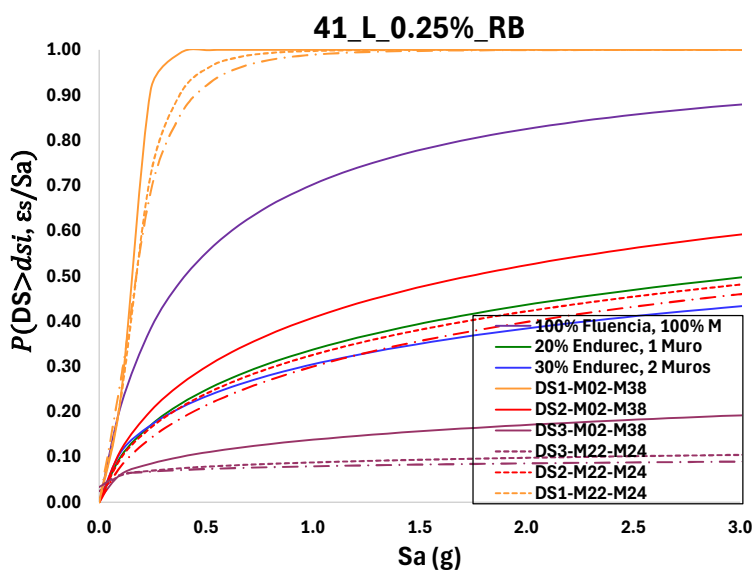


Tabla 15

Muros críticos - ρ=0.25% (RB-L)

Nivel Desempeño	Sa (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.14	0.41	M02–M38	Fisuración inicial en el concreto
Daño moderado (LS)	1.73	2.36	M02–M38	Gobierna daño moderado
Daño alto (CP)	>3.0	(-)	M02–M38	No se alcanza el límite de falla

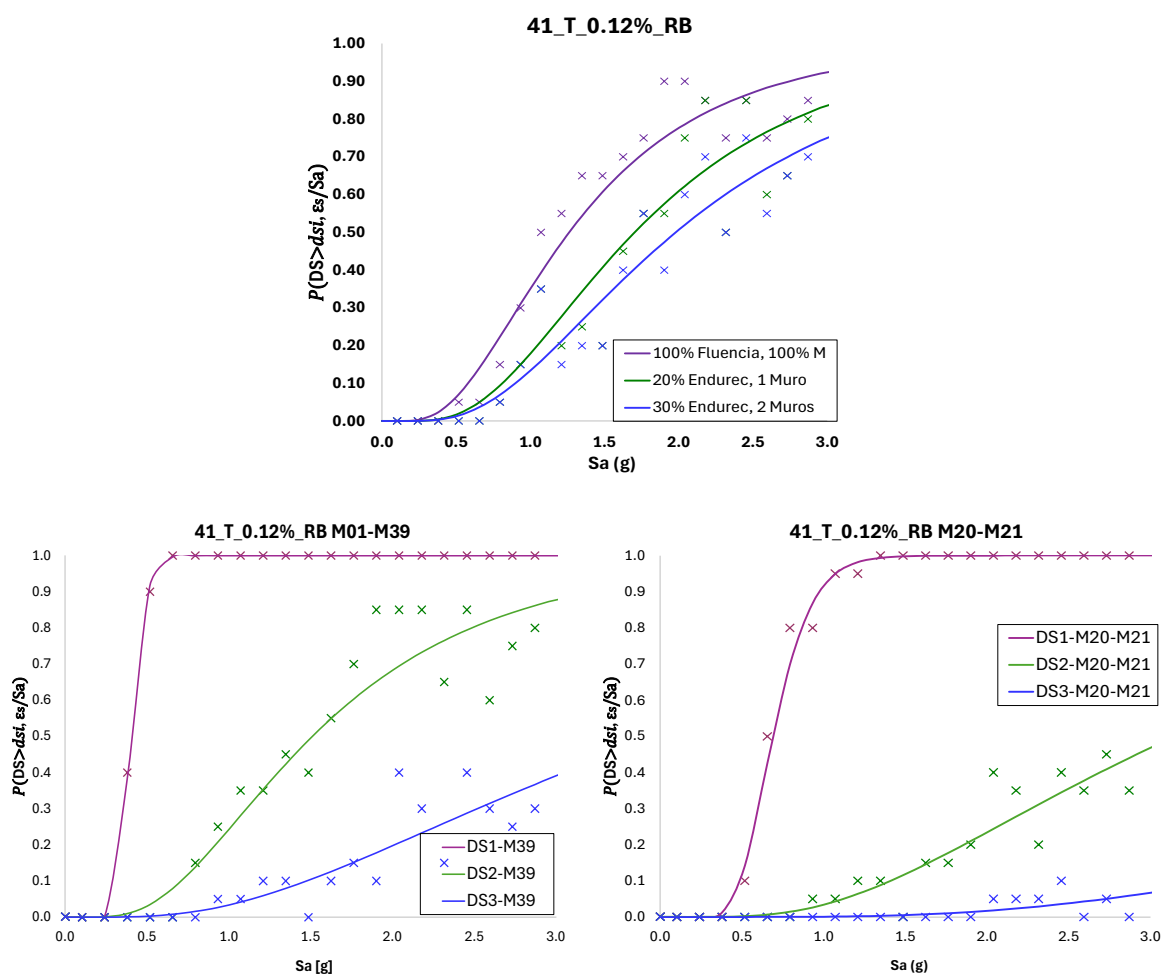
4.3.10. Barras de refuerzo ρ=0.12% (RB-T)

Al evaluar el desempeño en la dirección transversal sustituyendo la malla electrosoldada por barras de refuerzo convencionales, se observa un cambio en las curvas de fragilidad. Esta nueva tipología gráfica evidencia una respuesta estructural más dúctil. Si bien los muros M39 y M01 continúan rigiendo la activación temprana del daño, sus estados límite se encuentran mejor espaciados a lo largo de la demanda sísmica. El estado de fisuración inicial (DS1) para estos muros críticos presenta una dispersión muy baja ($\beta=0.18$) y se consolida a una mediana de

aceleración temprana de $\theta = 0.40[g]$. Sin embargo, la transición hacia el daño moderado (DS2) requiere una demanda mucho mayor ($\theta = 1.51[g]$). El aporte más relevante del acero corrugado se constata en el estado de Prevención de Colapso (DS3): a diferencia del comportamiento frágil del refuerzo electrosoldado, la alta capacidad de elongación de las barras convencionales retrasa la falla local severa, desplazando la mediana de capacidad a valores superiores a los 3.6g. En consecuencia, el colapso de los muros no domina el desempeño, permitiendo al sistema disipar energía mediante daño moderado.

Figura 36

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho = 0.12\%$ (RB-T)



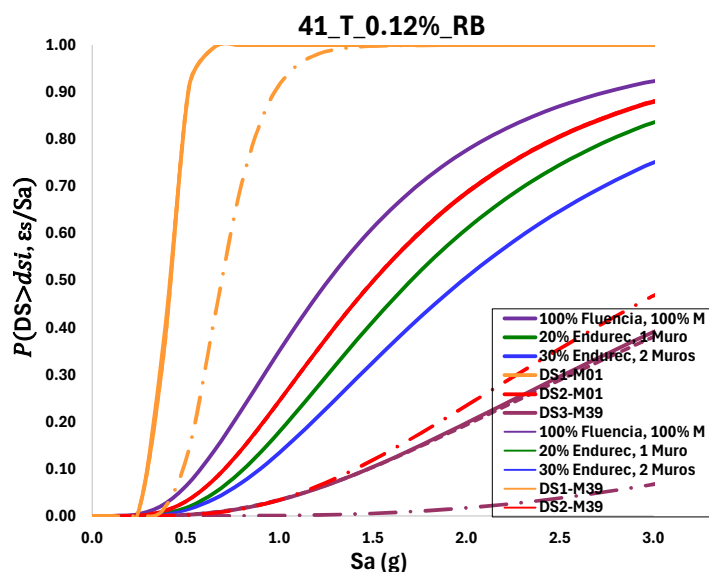


Tabla 16

Muros críticos - $\rho=0.12\%$ (RB-T).

Nivel Desempeño	Sa (P=0.5) [g]	β	Controla	Comportamiento
Servicio, fisuración (IO)	0.40	0.18	M01–M39	Inicio de fisuración temprana
Daño moderado (LS)	1.51	0.59	M01–M39	Incurción inelástica y fluencia sostenida del refuerzo
Daño alto (CP)	>3.0	-	M01–M39	Amplio margen frente a la falla severa

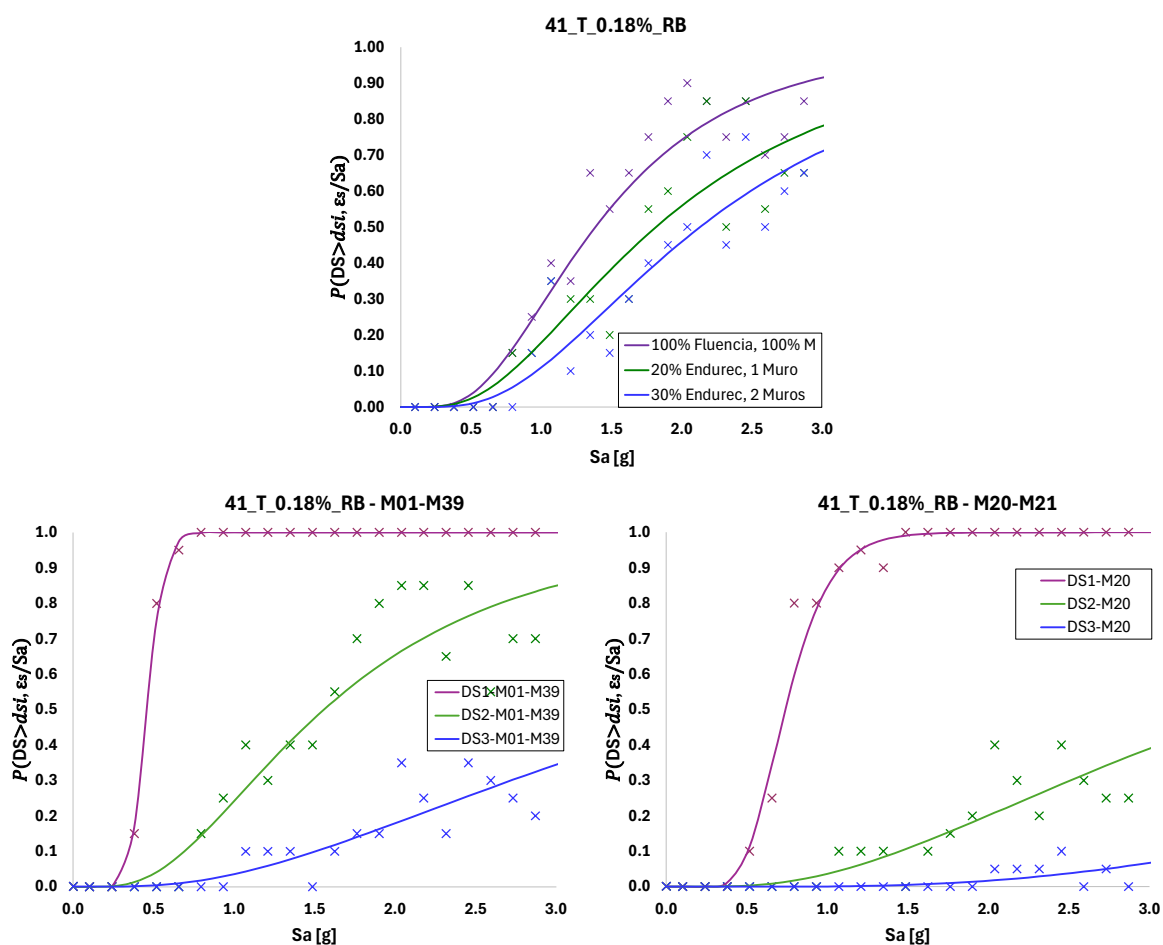
4.3.11. Barras de refuerzo $\rho=0.18\%$ (RB-T)

La respuesta inelástica temprana sigue controlada por los muros M01-M39. Al comparar con la cuantía del 0.12%, se evidencia un ligero desplazamiento hacia la derecha en las curvas de fragilidad locales, lo que representa un aumento en la capacidad de la sección. El estado de fisuración (DS1) para el elemento crítico se consolida a una aceleración espectral mediana de $\theta=0.46[g]$, manteniendo una dispersión extremadamente baja ($\beta = 0.19$) que confirma la alta

certidumbre estadística en la activación de este daño temprano. Por su parte, la fluencia sostenida del refuerzo (DS2) incrementa su mediana a $\theta=1.56[g]$. El aspecto más relevante de este análisis es la confirmación del comportamiento altamente dúctil del acero corrugado: el estado de Prevención de Colapso (DS3) del muro más esforzado alcanza una mediana teórica de $\theta=4.10[g]$. Esto demuestra que, para el rango de aceleraciones sísmicas de diseño, los mecanismos de falla severa local están completamente suprimidos, garantizando la estabilidad de la edificación mediante la acumulación controlada de daño moderado.

Figura 37

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho=0.18\%$ (RB-T)



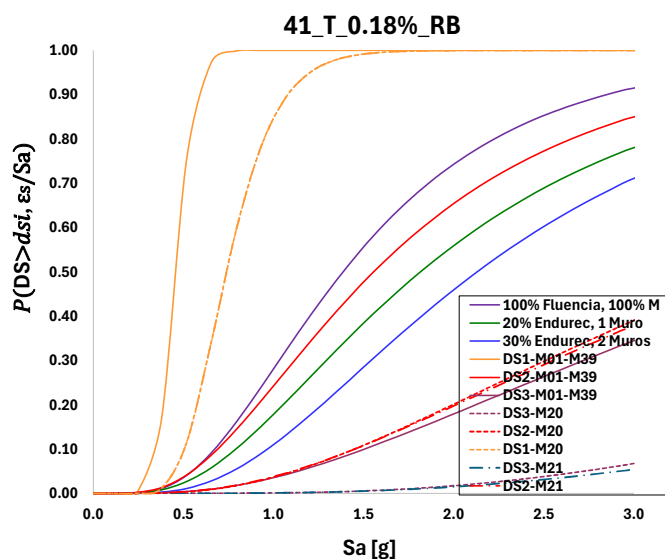


Tabla 17

Muros críticos - $\rho=0.18\%$ (RB-T)

Nivel Desempeño	Sa		Controla	Comportamiento
	(P=0.5) [g]	β		
Servicio, fisuración (IO)	0.46	0.19	M01–M39	Fisuración temprana del concreto
Daño moderado (LS)	1.56	0.63	M01–M39	Incursión inelástica profunda
Daño alto (CP)	4.10	0.78	M01–M39	Capacidad de deformación extrema

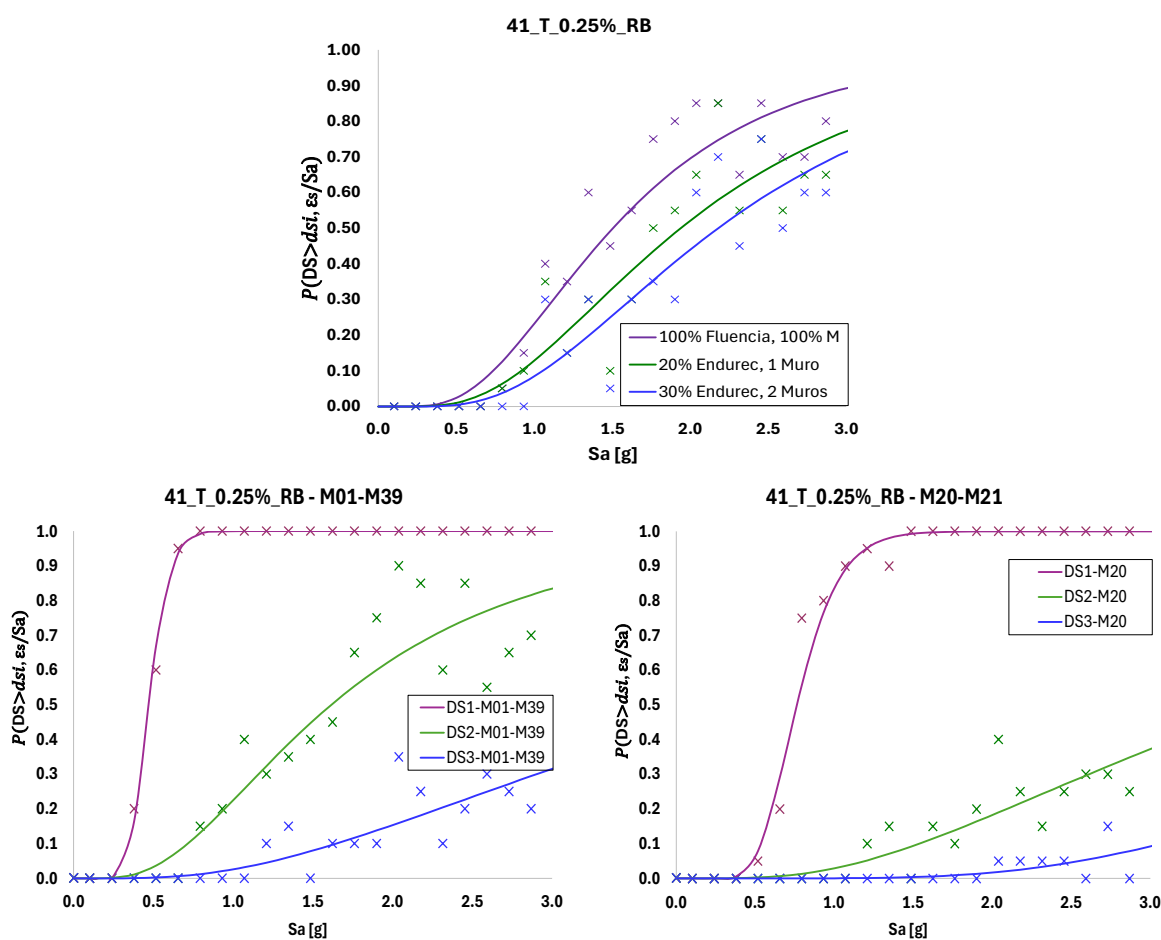
4.3.12. Barras de refuerzo $\rho=0.25\%$ (RB-T)

El eje conformado por los muros M01-M39 se mantiene como el elemento de control, concentrando las demandas iniciales de deformación de manera anticipada frente a los umbrales de fluencia global. Al comparar con los escenarios previos, se observa un incremento adicional en la mediana de capacidad del elemento. El estado de fisuración temprana (DS1) se ubica en $\theta =$

0.47[g] conservando una dispersión acotada ($\beta = 0.22$), mientras que la incursión inelástica profunda representativa del daño moderado (DS2) avanza hasta una mediana de $\theta = 1.62$ [g]. El hallazgo definitivo para esta cuantía se presenta en el estado de Prevención de Colapso (DS3), cuya mediana teórica se desplaza hasta $\theta = 4.30$ [g]. Este resultado demuestra que, al proveer una cuantía transversal del 0.25% con acero corrugado, los mecanismos de falla frágil quedan suprimidos dentro del rango de demandas sísmicas prácticas (hasta 3.0g), dotando a la estructura de una amplia capacidad para disipar energía mediante daño controlado.

Figura 38

Curvas de fragilidad edificio Vs Muros Protagónicos - $\rho = 0.25\%$ (RB-T)



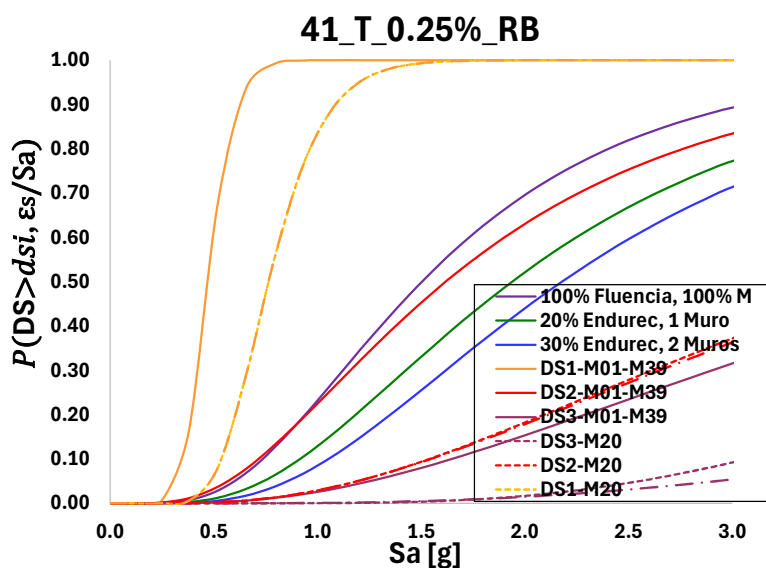


Tabla 18

Muros críticos - $\rho=0.25\%$ (RB-T)

Nivel Desempeño	Sa		Controla	Comportamiento
	(P=0.5) [g]	β		
Servicio, fisuración (IO)	0.47	0.22	M01–M39	Fisuración del concreto
Daño moderado (LS)	1.62	0.64	M01–M39	Incursión inelástica y desarrollo estable de fluencia en el refuerzo transversal
Daño alto (CP)	4.30	0.75	M01–M39	El colapso local queda completamente mitigado frente a las demandas sísmicas evaluadas.

4.4. Probabilidad de excedencia Vs Cuantías de refuerzo para malla electrosoldada

(WWM)

Con base en la información existente se procede a mostrar las probabilidades de

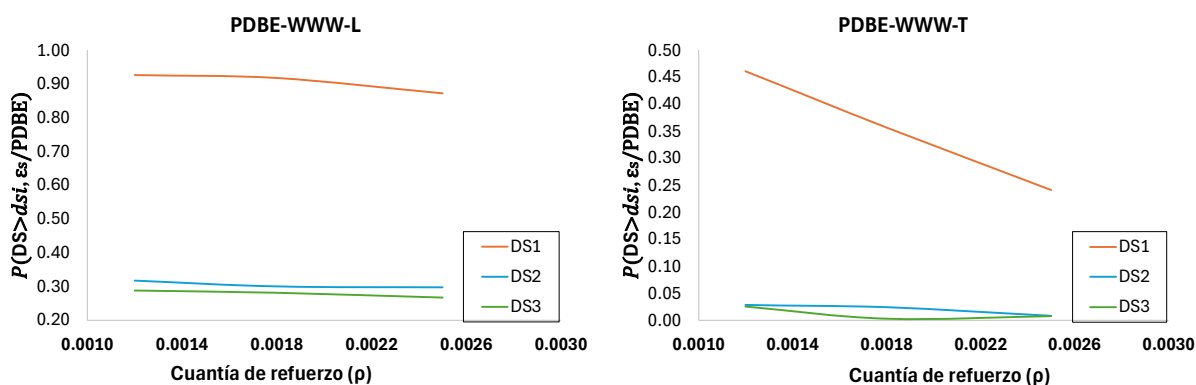
excedencia del sismo de diseño (PDBE por sus siglas en inglés) y el máximo sismo considerado (PMCE por sus siglas en inglés) a medida que se incrementa la cuantía de refuerzo.

4.4.1. Probabilidad de excedencia Vs Cuantía de refuerzo (WWM) para PDBE

Para el sismo de diseño, las probabilidades de excedencia en la dirección Longitudinal superan ampliamente a las de la dirección Transversal, por lo cual gobierna la primera. En dirección Longitudinal, el incremento de la cuantía, se reduce la probabilidad de excedencia de manera consistente. En la dirección Transversal las probabilidades de excedencia son mucho menores que en la dirección Longitudinal, sin embargo, decrecen marcadamente con el incremento de la cuantía de refuerzo.

Figura 39

Probabilidad Vs Cuantía (WWM) para PDBE



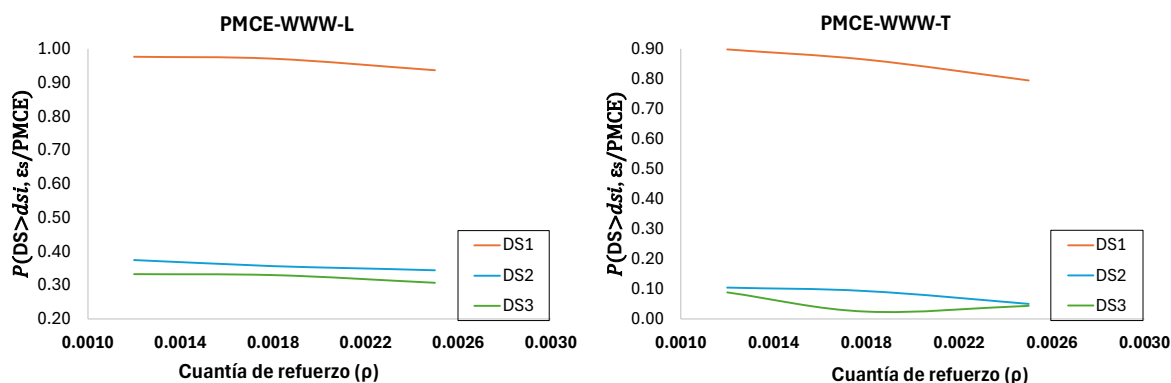
4.4.2. Probabilidad de excedencia Vs Cuantía de refuerzo (WWM) para PMCE

Para el PMCE, las probabilidades de excedencia en dirección Longitudinal son sustancialmente superiores que, en la dirección Transversal, por lo que el diseño lo gobierna la primera dirección de análisis. El incremento de la cuantía de refuerzo produce una reducción sistemática de las probabilidades de excedencia para todos los estados de daño en ambas direcciones. Se observa que en dirección Transversal una convergencia entre DS1 y DS3 a

cuantías cercanas a 0.0018.

Figura 40

Probabilidad Vs Cuantía (WWM) para PMCE

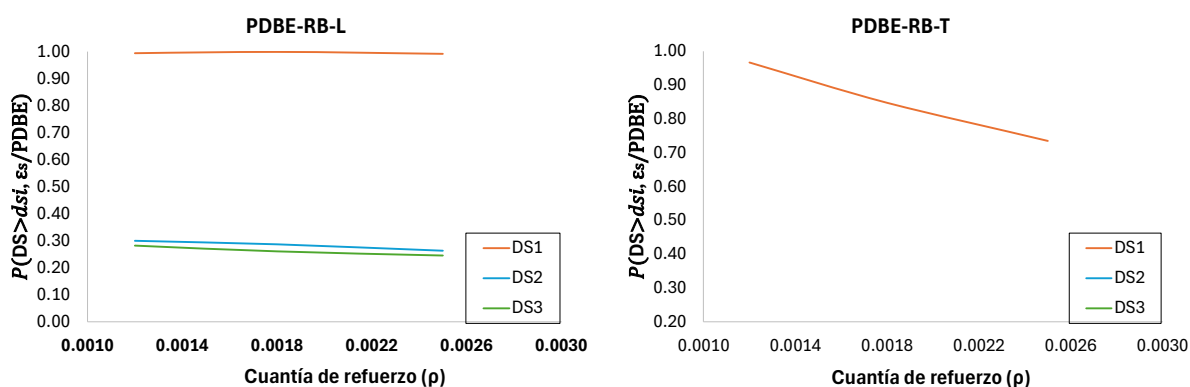


4.4.3. Probabilidad de excedencia Vs Cuantía de refuerzo (RB) para PDBE

Las probabilidades de excedencia para el sismo de diseño (PDBE) con barras de refuerzo (RB) disminuyen de forma monótonamente decreciente al incrementar la cuantía en ambas direcciones. En dirección Longitudinal, los valores siguen siendo superiores a los valores de la dirección Transversal. En dirección Transversal se observa una convergencia entre DS1 y DS2 a cuantías cercanas a 0.18%.

Figura 41

Probabilidad Vs Cuantía (RB) para PDBE



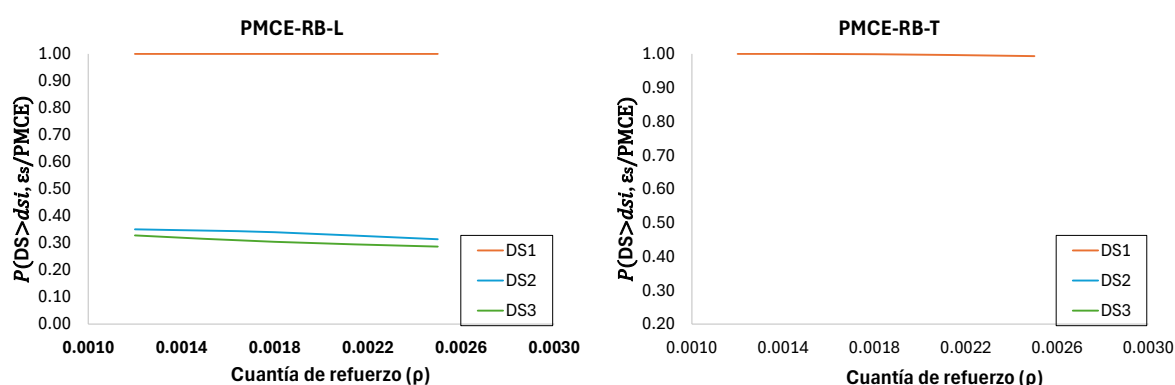
4.4.4. Probabilidad de excedencia Vs Cuantía de refuerzo (RB) para PMCE

A nivel del PMCE, las probabilidades de excedencia con barras de refuerzo (RB)

disminuyen monótonamente al incrementar la cuantía en las dos direcciones de análisis. En dirección Longitudinal se observan valores moderados, confirmando que esta dirección gobierna. En dirección Transversal, las probabilidades son menores y el efecto del refuerzo es más pronunciado en DS1, mientras que DS2–DS3 descienden en menor grado.

Figura 42

Probabilidad Vs Cuantía (RB) para PMCE



4.5. Efecto del tipo de refuerzo en la fragilidad de la estructura

La comparación entre los modelos reforzados con malla electrosoldada (WWM) y aquellos con barras corrugadas convencionales (RB) evidencia diferencias sustanciales en el comportamiento global del sistema de muros delgados. Aunque la WWM aporta una mayor rigidez inicial y una resistencia máxima ligeramente superior (atributo directamente relacionado con su distribución uniforme y su elevada superficie de acero por unidad de área) estos beneficios se manifiestan principalmente en el rango elástico y en estados de daño asociados al servicio estructural (DS1). En dicho intervalo, los muros con WWM tienden a presentar menores derivas para un mismo nivel de demanda, lo cual podría ser interpretado, de manera superficial, como un desempeño “superior. Sin embargo, el análisis detallado de las curvas Pushover revela un comportamiento significativamente distinto una vez alcanzado el pico de resistencia. Los

modelos con WWM presentan una rama descendente abrupta, caracterizada por una pérdida acelerada de capacidad postpico. Esta degradación temprana reduce la tenacidad global del sistema y limita la capacidad de los muros para sostener deformaciones inelásticas de gran magnitud. Este patrón concuerda con lo reportado en la literatura experimental, donde la WWM tiende a fallar por fractura prematura o pérdida rápida de rigidez debido a la baja capacidad de redistribución del acero electrosoldado en zonas concentradas de curvatura.

En contraste, los modelos reforzados con barras corrugadas (RB) exhiben un comportamiento inelástico más estable y con mayor capacidad de deformación. La fluencia se desarrolla de manera progresiva, dando lugar a plataformas plásticas amplias y pendientes descendentes suaves después de la resistencia máxima. Esto permite que el sistema mantenga una fracción significativa de su capacidad resistente para derivas superiores, incrementando la ductilidad global y reduciendo la fragilidad frente a mecanismos de colapso. Este comportamiento es especialmente relevante para los estados límite asociados al daño moderado y severo (DS2 y DS3), donde los muros con RB muestran menores probabilidades de excedencia en comparación con los modelos con WWM.

En síntesis, aunque la WWM ofrece ventajas en términos de rigidez inicial y control de fisuración para demandas sísmicas moderadas, no constituye una alternativa favorable desde la perspectiva del desempeño sísmico avanzado ni de la seguridad a la vida. La degradación postpico abrupta limita su capacidad de disipación de energía y aumenta la vulnerabilidad a mecanismos frágiles, particularmente en muros delgados. Por el contrario, las barras corrugadas proporcionan un comportamiento global más robusto, con mayor ductilidad, mejor estabilidad postpico y menores probabilidades de daño severo. Desde un enfoque de ingeniería basada en desempeño, los resultados sugieren que la RB continúa siendo la opción más adecuada para

muros portantes delgados sujetos a demandas sísmicas significativas, mientras que la WWM debería restringirse a configuraciones donde se puedan garantizar demandas de desplazamiento moderadas y cuantías superiores.

4.6. Efecto de la cuantía en la fragilidad de la estructura

El análisis de fragilidad para las tres cuantías evaluadas (0.12%, 0.18% y 0.25%) evidencia que la cantidad mínima de acero en el alma del muro tiene un impacto directo en la probabilidad de que el sistema alcance estados de daño específicos bajo distintas intensidades sísmicas. La variación de la cuantía modifica no solo la resistencia inicial y la rigidez del sistema, sino también su capacidad para sostener deformaciones inelásticas sin degradaciones abruptas, lo cual se refleja en los cambios en las curvas de fragilidad para los estados DS1, DS2 y DS3.

En primer lugar, la cuantía más baja (0.12%) muestra una respuesta favorable en términos de ductilidad, debido a que permite una distribución más uniforme de las deformaciones plásticas a lo largo de los muros. Esto se traduce en una mayor capacidad para absorber energía después de la fluencia, lo que reduce la probabilidad de alcanzar los estados de daño moderado y severo (DS2 y DS3) para intensidades sísmicas intermedias. No obstante, la reducción de cuantía también disminuye la rigidez inicial, generando una mayor deriva para un mismo nivel de demanda y, por lo tanto, un aumento en la probabilidad de exceder el estado DS1 (daño leve) en intensidades bajas. Esto significa que la cuantía mínima es adecuada desde la perspectiva del desempeño último, pero menos eficiente para controlar el agrietamiento y las derivas en servicio.

La cuantía de 0.18% presenta el mejor equilibrio entre rigidez, resistencia y ductilidad. Este nivel de refuerzo incrementa la resistencia a corte y retrasa la formación de mecanismos

frágiles sin inducir una degradación prematura postpico. En consecuencia, la estructura con 0.18% muestra reducciones consistentes en la probabilidad de exceder DS1 y DS2 en comparación con la cuantía de 0.12%, y un descenso más pronunciado de la probabilidad de alcanzar DS3. Esta configuración representa el punto donde la rigidez adicional no compromete de manera significativa la capacidad de deformación global, permitiendo un desempeño más robusto ante demandas sísmicas moderadas y altas. Es la cuantía que ofrece el comportamiento global más estable según los resultados obtenidos.

Por su parte, la cuantía de 0.25% incrementa notablemente la rigidez inicial y la resistencia máxima, reduciendo la probabilidad de exceder DS1 de forma más significativa que las otras configuraciones. Sin embargo, al aumentar la cuantía también se observa una tendencia a concentrar las deformaciones en zonas localizadas del muro, lo que conduce a mecanismos de daño más abruptos luego del pico de resistencia. Esta concentración de curvatura genera una pérdida de ductilidad, razón por la cual la reducción en la probabilidad de exceder DS2 y DS3 no es proporcional al aumento en la cuantía. En otras palabras, incrementar el refuerzo más allá del 0.18% ofrece retornos decrecientes para reducir la fragilidad ante estados límites severos, y en algunos casos puede incluso aumentar la vulnerabilidad a colapsos por degradación rápida.

En conjunto, los resultados indican que la cuantía mínima influye significativamente en la forma y pendiente de las curvas de fragilidad. Para niveles de demanda bajos, las cuantías mayores reducen de manera efectiva la probabilidad de daño leve debido al incremento en la rigidez y resistencia. Sin embargo, para niveles de demanda moderados y altos, la eficacia de incrementar la cuantía se hace menos evidente, siendo la opción intermedia (0.18%) la que presenta el mejor balance entre rigidez, ductilidad y disipación de energía. En estructuras de muros delgados, donde la estabilidad postpico y el control de la degradación son elementos

críticos, estos resultados evidencian que más refuerzo no necesariamente implica menor fragilidad; por el contrario, el refuerzo debe optimizarse para evitar la concentración prematura de daño y garantizar un comportamiento inelástico estable bajo acciones sísmicas intensas.

4.7. Efecto del tipo de refuerzo: WWM vs barras corrugadas (RB)

Los resultados muestran que la malla electrosoldada (WWM) presenta un desempeño superior únicamente en el rango elástico y en estados límites de servicio, debido a su mayor rigidez inicial y a la reducción de derivas bajo demandas moderadas. Sin embargo, una vez se alcanza la resistencia máxima, los muros reforzados con WWM exhiben una degradación postpico abrupta que reduce la capacidad para sostener deformaciones plásticas significativas. Este comportamiento frágil concuerda con reportes experimentales donde la WWM tiende a fallar por fractura prematura o por incapacidad para redistribuir tensiones en zonas concentradas de curvatura.

En contraste, las barras corrugadas tradicionales (RB) generan un comportamiento más estable en la zona no lineal. Los muros con RB desarrollan plataformas de fluencia amplias, pendientes descendentes suaves y una disipación de energía superior. Estos mecanismos se traducen en menores probabilidades de exceder los estados límites DS2 (daño moderado) y DS3 (daño severo), incluso cuando la rigidez inicial es menor que la de los modelos con WWM. Desde la perspectiva del diseño por desempeño, la RB presenta un comportamiento global más robusto y menos susceptible a colapsos frágiles.

4.8. Influencia de la dirección estructural (L y T)

Las diferencias entre direcciones son consistentes con la configuración de los muros en planta. La dirección L, donde se encuentran mayor muros protagónicos, desarrolla mayor resistencia y una zona plástica más estable. Esto redundando en una menor probabilidad de daño

severo, independientemente de la cuantía o del tipo de refuerzo. Por el contrario, en la dirección T los muros presentan mayor esbeltez y demandas de corte y flexión más críticas, lo que amplifica la influencia negativa de las cuantías elevadas y acentúa la fragilidad de los modelos con WWM. Esta direccionalidad refuerza la necesidad de considerar la interacción entre geometría, cuantía y tipo de refuerzo para lograr un desempeño equilibrado en ambas direcciones principales.

4.9. Discusión de la fragilidad sísmica

Las curvas de fragilidad muestran que mayores cuantías reducen la probabilidad de daño leve (DS1) en intensidades bajas, debido al aumento de rigidez. Sin embargo, para estados límites asociados a la integridad estructural (DS2 y DS3), la reducción de fragilidad no es proporcional al incremento del refuerzo. La cuantía de 0.18% muestra el mejor balance global, con reducciones significativas en DS2 y DS3 sin sacrificar ductilidad. La cuantía del 0.25%, pese a su mayor rigidez, no logra reducciones adicionales relevantes en la probabilidad de daño severo, lo que confirma la presencia de beneficios decrecientes a medida que aumenta la cuantía.

De igual manera, la comparación por tipo de refuerzo evidencia que los modelos con RB presentan menores probabilidades de excedencia en los estados moderado y severo. En particular, la WWM incrementa la probabilidad de alcanzar DS3 para intensidades sísmicas intermedias, debido a su degradación postpico abrupta. Esto refuerza la conclusión de que, aunque eficiente en servicio, la WWM no es una práctica óptima para garantizar un desempeño sísmico robusto en muros delgados

4.10. Implicaciones para el diseño de muros delgados

Los resultados sugieren que:

- La cuantía óptima se encuentra alrededor del 0.18 %.

- La WWM no es recomendable como único refuerzo longitudinal para muros delgados en zonas de amenaza sísmica intermedia.
- La RB ofrece un desempeño más estable y seguro en términos de ductilidad y disipación.
- El incremento de la cuantía debe evaluarse cuidadosamente, ya que mayores valores no garantizan menor fragilidad.
- La direccionalidad importa significativamente, requiriendo refuerzo más robusto en la dirección T.

En conjunto, el análisis confirma que el diseño debe priorizar no solo la resistencia nominal, sino la estabilidad postpico y la capacidad de deformación, especialmente en sistemas de muros delgados donde la fragilidad es un riesgo relevante.

5. Discusión de resultados

La evaluación integral del desempeño sísmico del edificio de muros delgados, considerando variaciones tanto en la cuantía mínima del refuerzo del alma como en el tipo de acero utilizado (RB y WWM), permite identificar patrones claros en la resistencia, rigidez, ductilidad y fragilidad de la estructura. Los resultados derivados de las curvas de capacidad, los análisis de demanda-capacidad y las curvas de fragilidad indican que las decisiones asociadas a la cuantía y al tipo de refuerzo inciden de manera directa en el comportamiento global del sistema estructural, especialmente en los estados límites vinculados al desempeño moderado y severo.

5.1. Comportamiento global del sistema estructural

En términos generales, la estructura presenta un comportamiento dominado por la flexión de los muros protagónicos y un aporte secundario del resto de elementos. Esto genera una

respuesta relativamente estable en la dirección longitudinal (L) y una respuesta más vulnerable en la dirección transversal (T), donde los muros son más esbeltos y las demandas de deformación se concentran con mayor intensidad. Las curvas Pushover muestran que, si bien la resistencia máxima es comparable entre escenarios, la forma de la rama postpico y la extensión de la plataforma plástica varían notablemente según la cuantía y el tipo de refuerzo utilizados.

5.2. Efecto de la cuantía en el comportamiento no lineal

La variación de la cuantía (0.12%, 0.18% y 0.25%) demuestra que el refuerzo adicional no tiene un efecto lineal sobre el comportamiento global. La cuantía más baja (0.12%) produce muros con menor rigidez inicial pero con una distribución más uniforme de las deformaciones inelásticas, lo que resulta en un comportamiento postpico más gradual y con menor concentración de daño. Esto favorece la ductilidad y el desarrollo de mecanismos de disipación de energía estables. Sin embargo, la reducción de rigidez incrementa las derivas para niveles de demanda bajos, lo que penaliza el desempeño en estados de servicio (DS1).

La cuantía intermedia (0.18%) ofrece un equilibrio óptimo entre rigidez, resistencia y ductilidad. Aumenta la capacidad máxima respecto al 0.12%, retrasa la fluencia y mantiene una rama postpico relativamente estable, lo cual se refleja en menores probabilidades de excedencia en los estados de daño DS2 y DS3. Además, no presenta la degradación acelerada ni la concentración de curvatura que sí aparece cuando la cuantía se incrementa más allá del 0.20%.

La cuantía mayor (0.25%), aunque incrementa la rigidez y reduce significativamente la probabilidad de daño leve, no mejora sustancialmente el desempeño último. La mayor cantidad de acero genera patrones de curvatura más localizados, lo que produce una degradación postpico más abrupta y una disminución de la ductilidad global. Por tanto, los resultados sugieren que para muros delgados existe un umbral a partir del cual el aumento de la cuantía no reduce la

fragilidad y puede incluso afectar negativamente el comportamiento inelástico.

6. Conclusiones

Los análisis Pushover confirman que la mayor resistencia a la fluencia (f_y) de la Malla Electrosoldada (WWM) resulta en estructuras con mayor capacidad de carga elástica inicial. Sin embargo, esto no se traduce en un mejor desempeño sísmico global. Las curvas de Barras de Refuerzo (RB) demuestran una tenacidad superior (mayor área bajo la curva fuerza-desplazamiento), validando que el uso de acero dúctil es determinante para garantizar la integridad estructural en el rango inelástico, especialmente en derivas superiores al 2.0% donde la WWM pierde su eficacia estructural.

Basado en los resultados numéricos, se concluye que el uso de WWM como refuerzo principal en muros de ductilidad especial debe ser evaluado con cautela. Si bien es eficiente para control de deflexiones y resistencia en rangos elásticos, su incapacidad para sostener la carga durante grandes excursiones inelásticas (post-pico) representa un riesgo de falla frágil, lo cual es penalizado por los códigos de diseño sismorresistente modernos frente a la redundancia que ofrecen las barras de refuerzo corrugadas.

En la dirección L, la edificación presenta un comportamiento sísmico relativamente estable y menos vulnerable para las tres cuantías analizadas (0.12%, 0.18% y 0.25%) cuando se utiliza refuerzo WWM. Con la cuantía mínima del 0.12% los muros protagónicos muestran mayor fragilidad que la edificación completa, aunque la separación entre curvas de fragilidad es moderada y el daño se desarrolla a niveles de aceleración espectral elevados. El incremento a 0.18% desplaza todas las curvas hacia la derecha y reduce la variabilidad entre muros, evidenciando mayor coherencia y una mejor distribución de la demanda sísmica, especialmente en los estados DS2 y DS3, donde las diferencias entre muros y edificio disminuyen. Con la

cuantía máxima del 0.25% se obtiene el mejor desempeño longitudinal, los estados de daño se alcanzan a niveles mayores de aceleración, la progresión del daño es más controlada y la respuesta de los muros se acerca notablemente a la de la edificación completa, reflejando un sistema más robusto, redundante y estable. En conjunto, el comportamiento longitudinal mejora de forma consistente con el aumento de cuantía, siendo 0.25% el escenario más eficiente para reducir la fragilidad y lograr un desempeño estructural altamente coherente.

En la dirección T, el comportamiento sísmico es más crítico debido a la mayor flexibilidad transversal, lo que produce mayores vulnerabilidades en los muros protagónicos, especialmente para cuantías bajas. Con la cuantía del 0.12% los muros M01–M39 y M20–M21 exhiben una fragilidad significativamente mayor que la edificación completa, alcanzando los estados DS1, DS2 y DS3 con aceleraciones espectrales inferiores, lo que evidencia un sistema fuertemente gobernado por elementos localizados. La cuantía del 0.18% mejora este comportamiento, desplazando las curvas hacia la derecha y reduciendo la separación entre muros y edificio, aunque los muros aún controlan el inicio y progresión del daño. Finalmente, con el 0.25% se observa el desempeño transversal más favorable, la vulnerabilidad disminuye en todos los estados de daño, las curvas de muros y edificación se alinean con mayor coherencia y la estructura actúa de forma más integrada, especialmente en DS2 y DS3, donde las diferencias se vuelven mucho menores. En síntesis, aunque la dirección T sigue siendo más sensible que la L, el incremento progresivo de la cuantía WWM reduce de forma notable la fragilidad transversal y mejora la robustez estructural, siendo nuevamente la cuantía del 0.25% la más eficiente para mitigar el daño y promover un comportamiento sísmico más uniforme.

En la dirección L con barras de refuerzo (RB), las fragilidades del edificio y de los muros protagónicos muestran un patrón consistente al aumentar la cuantía mínima del 0.12% al 0.18%

y al 0.25%: las curvas se desplazan a la derecha (menos vulnerables) manteniendo pendientes similares (β casi constante), es decir, disminuye la probabilidad de excedencia para un mismo S_a sin cambios relevantes de dispersión. En los tres niveles, el umbral de servicio (DS1) es gatillado por el par M02–M38, que también gobierna el daño moderado (DS2) en la banda $S_a \approx 1-2$ [g]; el daño alto (DS3) permanece con probabilidades bajas en el rango graficado y no controla el desempeño global, aunque el margen ante DS3 crece de forma marcada al pasar de 0.18% a 0.25% (incremento de θ). El salto 0.12% a 0.18% aporta la mayor eficiencia (reducción sensible de la probabilidad de excedencia de DS1 y DS2); el paso 0.18% a 0.25% añade margen adicional con rendimientos decrecientes, útil si se exigen límites estrictos frente a demandas altas. En síntesis: M02–M38 concentra la criticidad en DS1 y DS2; RB 0.18% ofrece un equilibrio costo–beneficio adecuado, mientras RB 0.25% se justifica cuando se busca maximizar la distancia a DS3 sin cambiar el mecanismo gobernante.

En dirección Transversal con barras de refuerzo (RB), las fragilidades del edificio y de los muros protagónicos muestran un comportamiento coherente al aumentar la cuantía de 0.12% al 0.18% y al 0.25%, las curvas se desplazan sistemáticamente a la derecha (mayor θ , menor probabilidad de excedencia para un mismo S_a) con pendientes muy similares (β casi constante), lo que indica mejora de capacidad sin cambios relevantes en la dispersión. En los tres niveles, el gatillo de servicio (DS1) y el daño moderado (DS2) están controlados por el par M01–M39, que concentra la demanda en la franja $S_a \approx 1-2.3$ [g]; los muros M20 y M21 participan pero con medianas mayores (curvas más a la derecha), por lo que no gobiernan el sistema. El daño alto (DS3) mantiene probabilidades bajas hasta $S_a=3$ [g] y no domina el desempeño, si bien el margen frente a DS3 aumenta con la cuantía. En términos de eficiencia, el salto del 0.12% al 0.18% aporta la reducción de la probabilidad de excedencia de cada estado de daño (DS1 y

también DS2) para un mismo S_a ; el paso de 0.18% a 0.25% añade robustez adicional con rendimientos decrecientes. Se puede decir que, el control del desempeño transversal recae en el par de muros protagónicos M01–M39.

Referencias bibliográficas

- Arroyo, Orlando & Feliciano, Dirsa & Carrillo, Julian & Hube, Matias. (2021). Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh. *Engineering Structures*. 241. 1-12. 10.1016/j.engstruct.2021.112455.
- Arteta, Carlos & Blandon, Carlos & Bonett, Ricardo & Carrillo, Julian & Mantilla Moreno, Miguel. (2018). Estudio del comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado. 10.13140/RG.2.2.17919.97445.
- Aslani, F., et al. (2022). Use of Carbon Fiber Reinforced Polymer for Seismic Retrofit of Thin Concrete Walls. *Journal of Composite Materials*.
- Blandón, C. A., Rave, J. F., & Bonett, R. L. (2015). Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá. 2016.
- Elwood, K., et al. (2017). Performance of Concrete Buildings During the Christchurch Earthquake. *Journal of Structural Engineering*.
- Kristijan Kolozvari, Kamiar Kalbasi, Kutay Orakcal, John Wallace, Three-dimensional shear-flexure interaction model for analysis of non-planar reinforced concrete walls, *Journal of Building Engineering*, Volume 44, 2021, 102946, ISSN 2352-7102,
- Liu, J., et al. (2020). Performance-Based Seismic Design: An Emerging Approach for Thin-Walled Buildings. *Journal of Structural Engineering*.

Lu Yiqiu and Henry S. Richard, Comparison of Minimum Vertical Reinforcement Requirements for Reinforced Concrete Walls, American Concrete Institute, ACI structural journal Title No. 115-S51 , 2018.

ⁱ Arteta, C.A., & Abrahamson, N.A. (2019). Conditional scenario spectra (CSS) for hazard-consistent analysis of engineering systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737-757.

•